



POLITECNICO
MILANO 1863

Corso FAST Ambiente Academy, 23-24 giugno 2020
«Progettazione e gestione dei sistemi di fognatura»

Modelli per il progetto dei collettori di fognatura

Umberto Sanfilippo

Politecnico di Milano

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale (DICA)

Sezione Scienza e Ingegneria dell'Acqua (SIA)



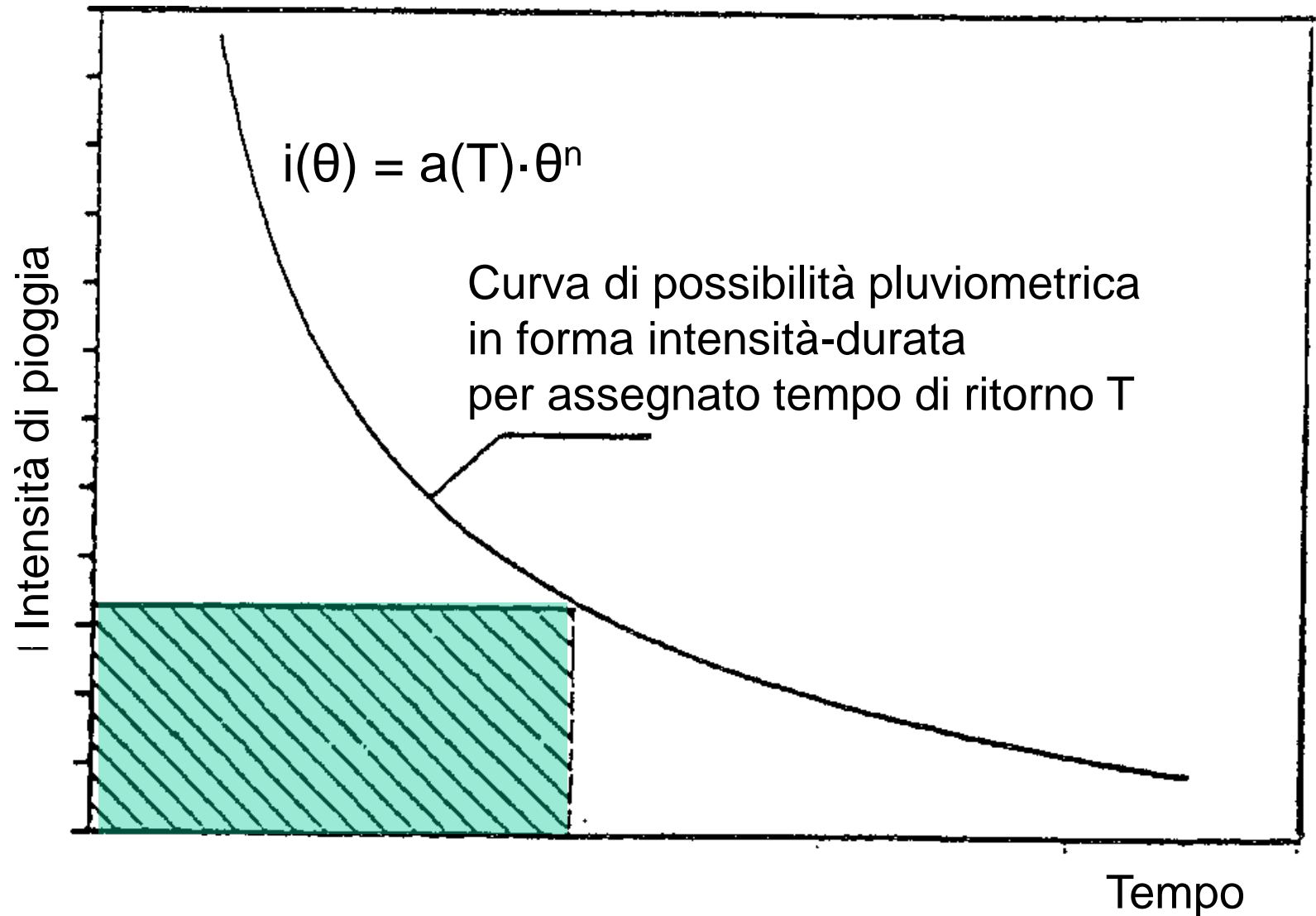
Problema	Grandezze di interesse	Tipo di bacino e di rete	Tipo di modello
Dimensionamento condotti	Portate al colmo di assegnato tempo di ritorno	Reti di piccoli bacini con normali condizioni di deflusso a pelo libero (assenza di entrate in pressione, di condizioni di rigurgito, di fenomeni di invaso in vasche o in allagamenti)	Modelli di dimensionamento: <ul style="list-style-type: none">• Modelli Afflussi – Deflussi di tipo concettuale globale puramente idrologici• Formula razionale
Dimensionamento condotti e vasche volano	Idrogrammi di piena	Reti di bacini con condizioni di deflusso influenzate da entrate in pressione, condizioni di rigurgito, effetti di invaso in vasche volano o in allagamenti	Modelli di simulazione a base fisica (modelli Afflussi – Deflussi di tipo distribuito, con simulazione idrodinamica della rete e degli invasi)
Controllo qualitativo (scarichi in tempo piovoso)	Pollutogrammi Masse inquinanti scaricate	Qualsiasi bacino e rete	Modelli di simulazione a base fisica (modelli Afflussi – Deflussi di tipo distribuito: <ul style="list-style-type: none">• simulazione idrodinamica della rete e degli invasi• simulazione idrodinamica del trasporto di massa)



- 1) PIOGGE DI PROGETTO
- 2) PERDITE IDROLOGICHE PER LA STIMA DEGLI AFFLUSSI NETTI
- 3) MODELLI AFFLUSSI/DEFLUSSI
- 4) EVENTO CRITICO
- 5) MODELLI DI CALCOLO

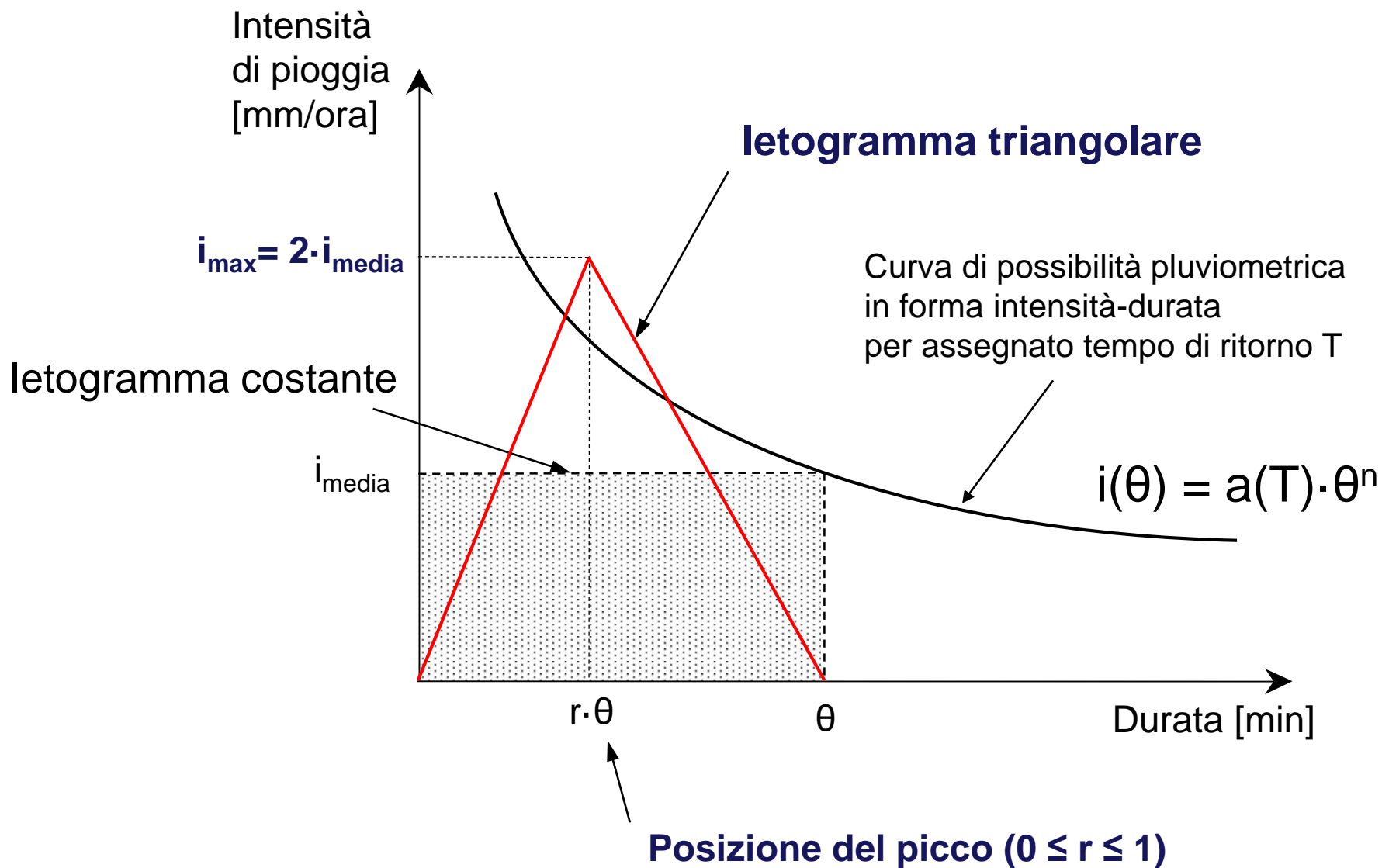


IETOGRAMMI DI PIOGGIA - IETOGRAMMA COSTANTE





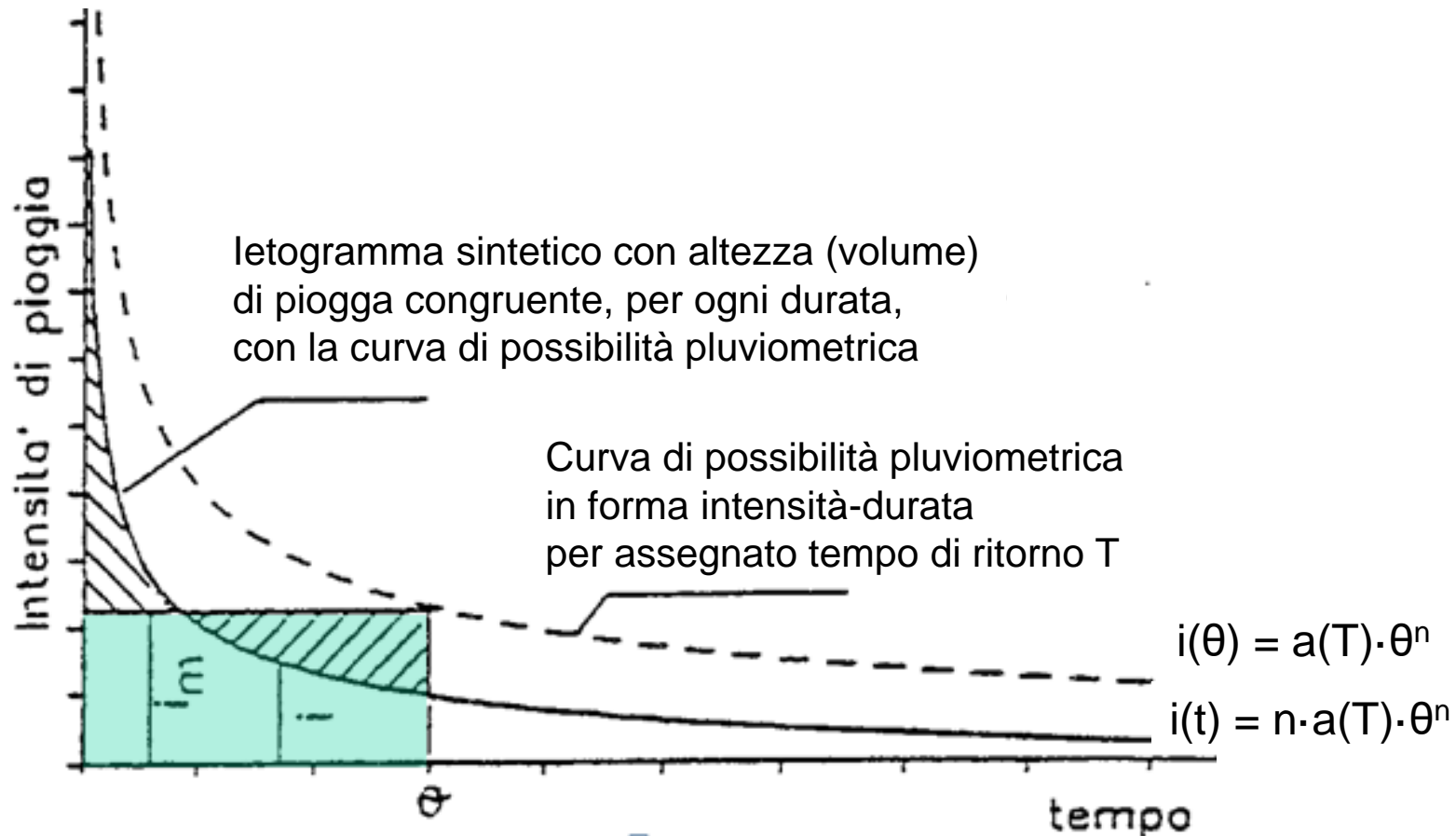
IETOGRAMMI DI PIOGGIA - IETOGRAMMA TRIANGOLARE



IETOGRAMMI DI PIOGGIA - IETOGRAMMA CHICAGO

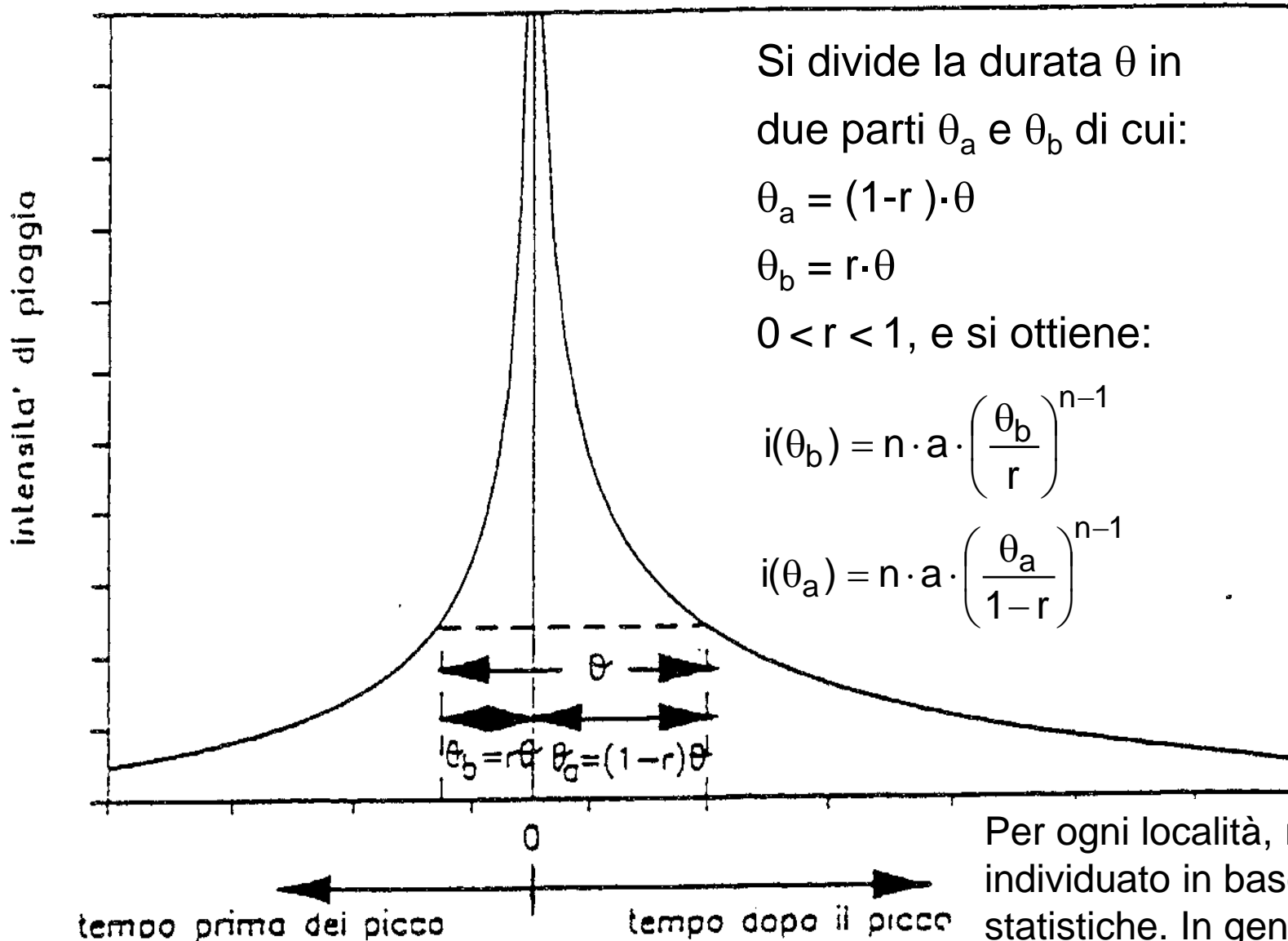
Per la congruenza dello ietogramma con la CPP si ha: $h = a \cdot \theta^n = \int_0^\theta i(\tau) \cdot d\tau$

da cui, derivando rispetto a θ sotto il segno d'integrale si ha: $i(\theta) = n \cdot a \cdot \theta^{n-1}$





IETOGRAMMI DI PIOGGIA - IETOGRAMMA CHICAGO



Per ogni località, r è individuato in base a indagini statistiche. In genere $r \cong 0.4$



Perdite idrologiche: parte di precipitazione che non si traduce direttamente in deflusso superficiale. Tali “perdite” sono dovute principalmente a:

- **Evaporazione e traspirazione vegetale (Evapotraspirazione)**
- **Velo d’acqua sulle superfici**
- **Accumulo nelle depressioni superficiali**

Tipo di superficie	Volume sottratto [mm]
Perdite dovute al velo d’acqua	
Aree impermeabili (tetti, strade asfaltate, marciapiedi)	0.2 ÷ 0.5
Aree permeabili (giardini, parchi, terreno arabile)	0.2 ÷ 2.5
Perdite dovute al riempimento delle depressioni	
Aree impermeabili molto lisce	0.2 ÷ 0.4
Aree impermeabili lisce	0.5 ÷ 0.7
Aree coperte con scarsa vegetazione, prati, pascoli	0.6 ÷ 2.5



- **Infiltrazione**

- E' il fenomeno quantitativamente più importante
- Consiste nel trasferimento di acqua dalla superficie del terreno verso l'interno del terreno stesso
- Decresce durante l'evento

La parte di precipitazione che raggiunge la sezione di chiusura del bacino come deflusso superficiale viene chiamata **pioggia netta**.

Il rapporto tra la pioggia netta (P_n) e la pioggia complessiva (P) prende il nome di **Coefficiente di Afflusso (φ)** :

$$\varphi = \frac{P_n}{P}$$



Le perdite per evaporazione, per intercettazione vegetale e per riempimento delle depressioni superficiali avvengono prevalentemente nella prima fase della pioggia

Le perdite per infiltrazione dipendono dal tipo di terreno e di copertura vegetale, ma anche dal contenuto idrico degli strati superficiali del terreno

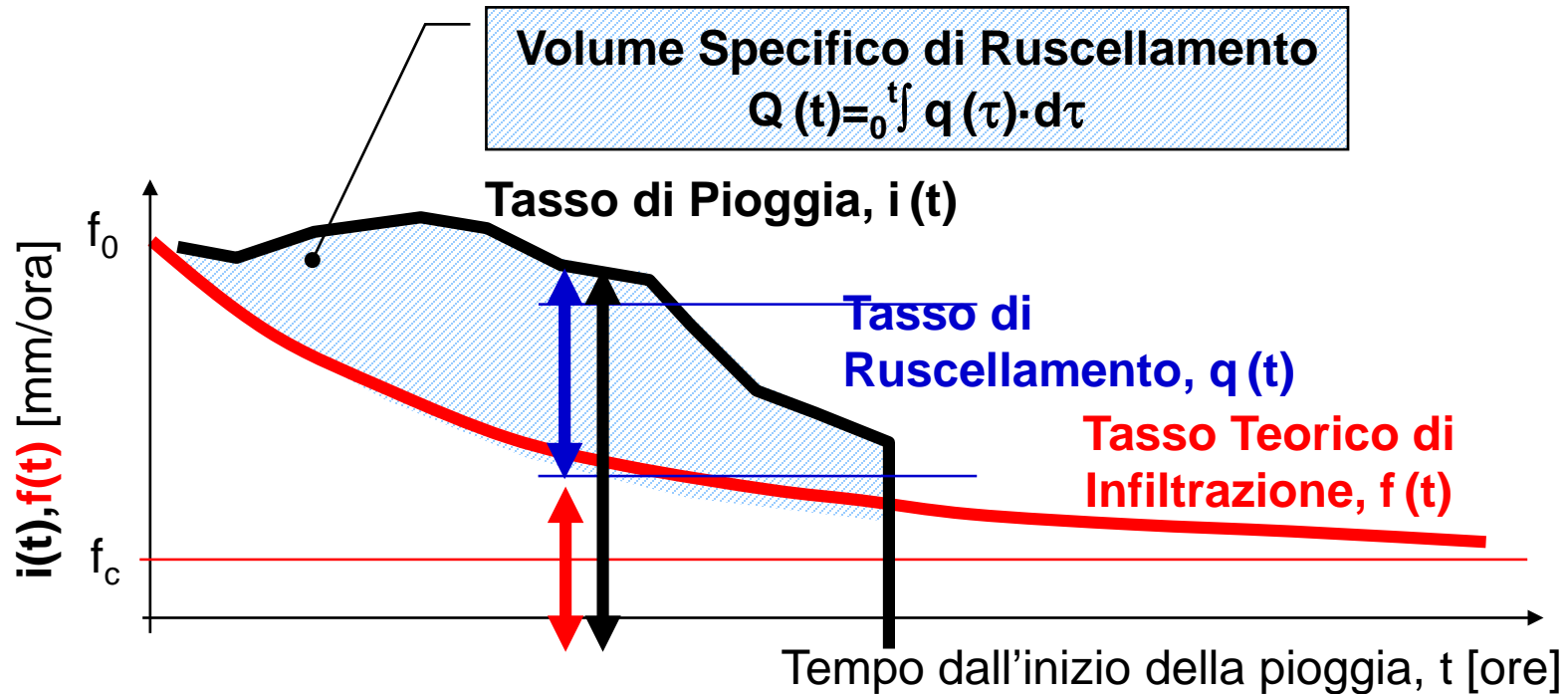
Esse tendono a diminuire con il tempo durante l'evento, con un andamento di tipo approssimativamente esponenziale

Sono in genere le perdite più rilevanti durante un evento meteorico

I modelli più usati nello studio dell'infiltrazione sono:

- **Modello di Horton**
- **Modello CN del Soil Conservation Service (U.S.A.)**

MODELLI DI INFILTRAZIONE - MODELLO DI HORTON



$f(t)$: capacità d'infiltrazione al tempo t [mm/ora]

f_c : capacità d'infiltrazione asintotica per $t \rightarrow \infty$ [mm/ora]

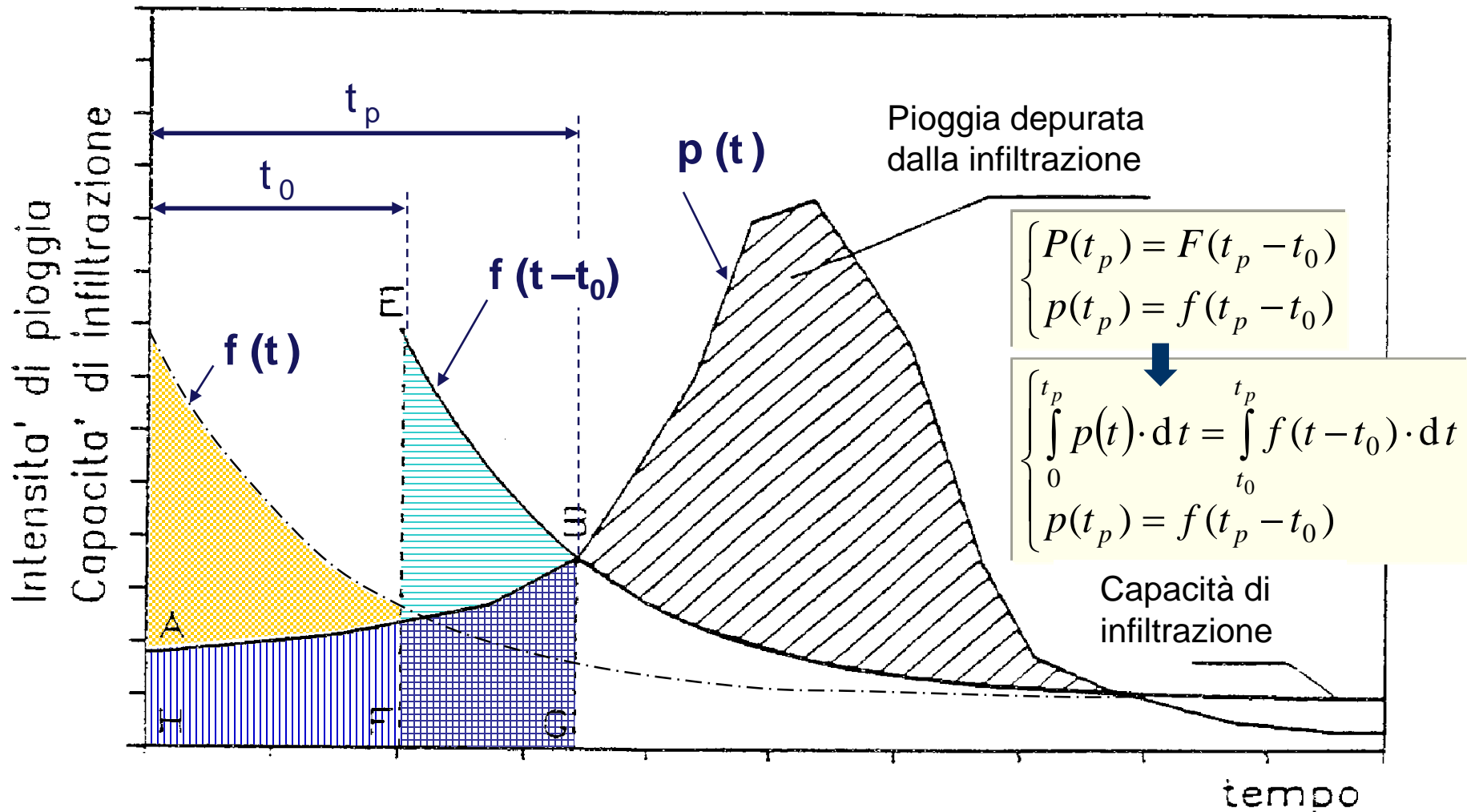
k : costante di esaurimento [ore⁻¹]

Nell'ipotesi che: $df(t)/dt = -k \cdot (f(t) - f_c)$, integrando si ottiene:

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-k \cdot t} \quad |$$

Il volume infiltrato risulta: $F(t) = f_c \cdot t + (f_0 - f_c) \cdot (1 - e^{-k \cdot t}) / k$

MODELLI DI INFILTRAZIONE - MODELLO DI HORTON





Si basa su due equazioni applicate ai volumi cumulati:

- **Equazione di continuità:** $Q(t)=P(t)-S'$
- **Ipotesi di proporzionalità:** $S'(t)/S=Q(t)/P(t)$

$Q(t)$: volume defluito fino all'istante t [mm]

$P(t)$: volume affluito fino all'istante t [mm]

$S'(t)$: volume infiltrato fino all'istante t [mm]

S : volume massimo immagazzinabile nel terreno a saturazione (o capacità di campo) [mm]

$$S = 25400/CN - 254$$

$$0 \leq CN \leq 100$$

0: terreno perfettamente permeabile

100: terreno perfettamente impermeabile

MODELLI DI INFILTRAZIONE - MODELLO SCS-CN

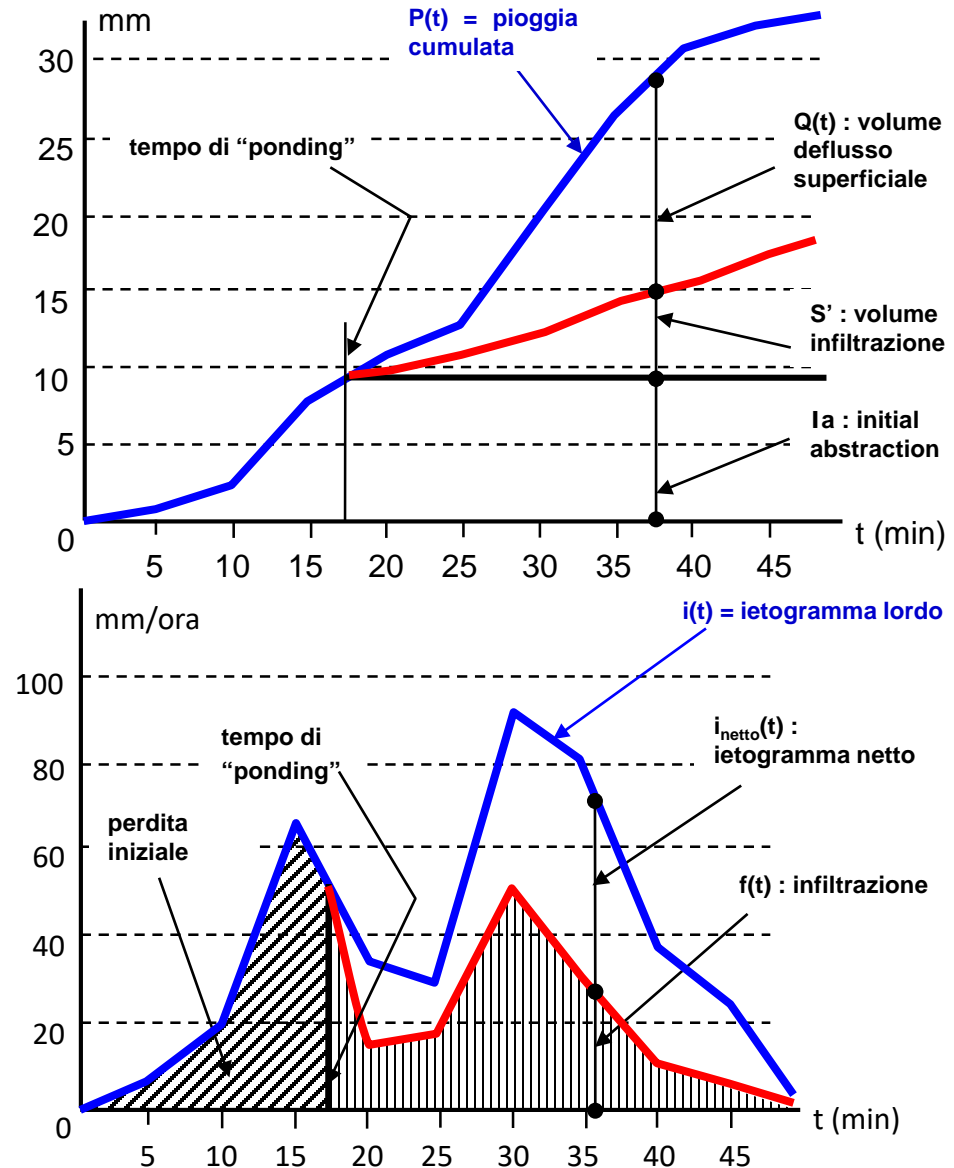
Si ottiene:

$$Q(t) = \frac{P(t)^2}{P(t) + S}$$

Tenendo conto della prima parte dell'infiltrazione (Initial Abstraction I_a) fino all'istante di comparsa dei ristagni superficiali (tempo di "ponding") la relazione diviene:

$$Q(t) = \frac{(P(t) - I_a)^2}{P(t) - I_a + S}$$

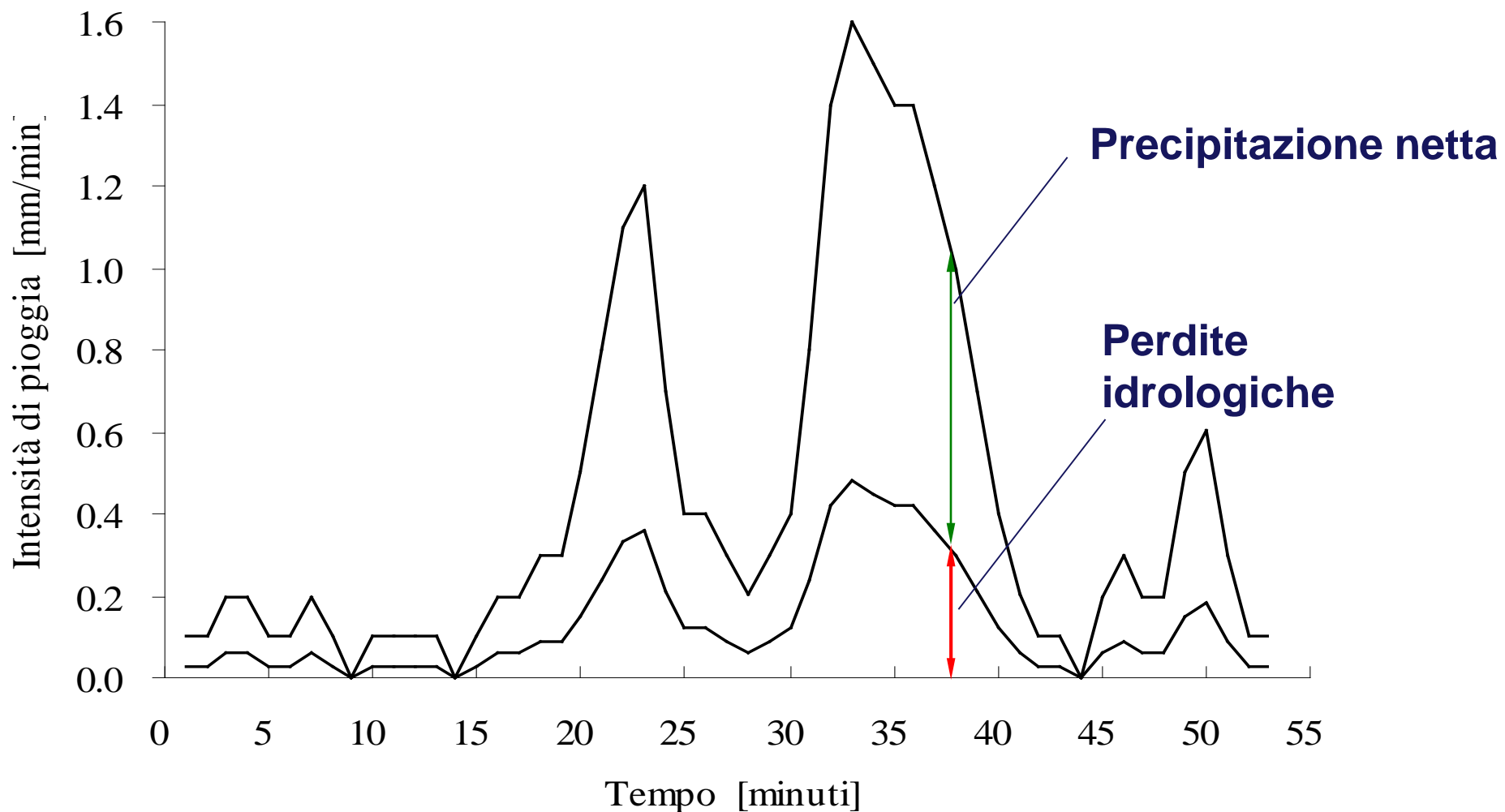
- Nella procedura standard relativa a bacini rurali si pone $I_a = 0.2 \cdot S$
- per i bacini urbani si pone: $I_a \approx 2-3$ mm





MODELLI DI INFILTRAZIONE – METODO PERCENTUALE

Metodo percentuale





MODELLI DI INFILTRAZIONE – METODO PERCENTUALE

Stima della percentuale (coefficiente di afflusso φ) :

TIPOLOGIA URBANA	φ
parti centrali delle antiche città, con densa fabbricazione, con strade strette e lastricate	0,70 ÷ 0,90
zone urbane destinate a restare con scarse aree scoperte	0,50 ÷ 0,70
zone urbane destinate al tipo di città giardino	0,25 ÷ 0,50
zone urbane destinate a restare non fabbricate e non pavimentate	0,10 ÷ 0,30
prati e parchi	0,00 ÷ 0,25

TIPOLOGIA URBANA	φ
costruzioni dense	0,80
costruzioni spaziate	0,60
aree con grandi cortili e grandi giardini	0,50
zone a villini	0,30 ÷ 0,40
giardini, prati e zone non destinate né a costruzioni né a strade	0,20
parchi e boschi	0,05 ÷ 0,10



Stima della percentuale (coefficiente di afflusso φ):

$$\varphi = \varphi_{imp} \cdot Imp + \varphi_{perm} \cdot (1 - Imp)$$

Imp: impermeabilità media del bacino sotteso

φ_{imp} : contributo aree impermeabili

φ_{perm} : contributo aree permeabili

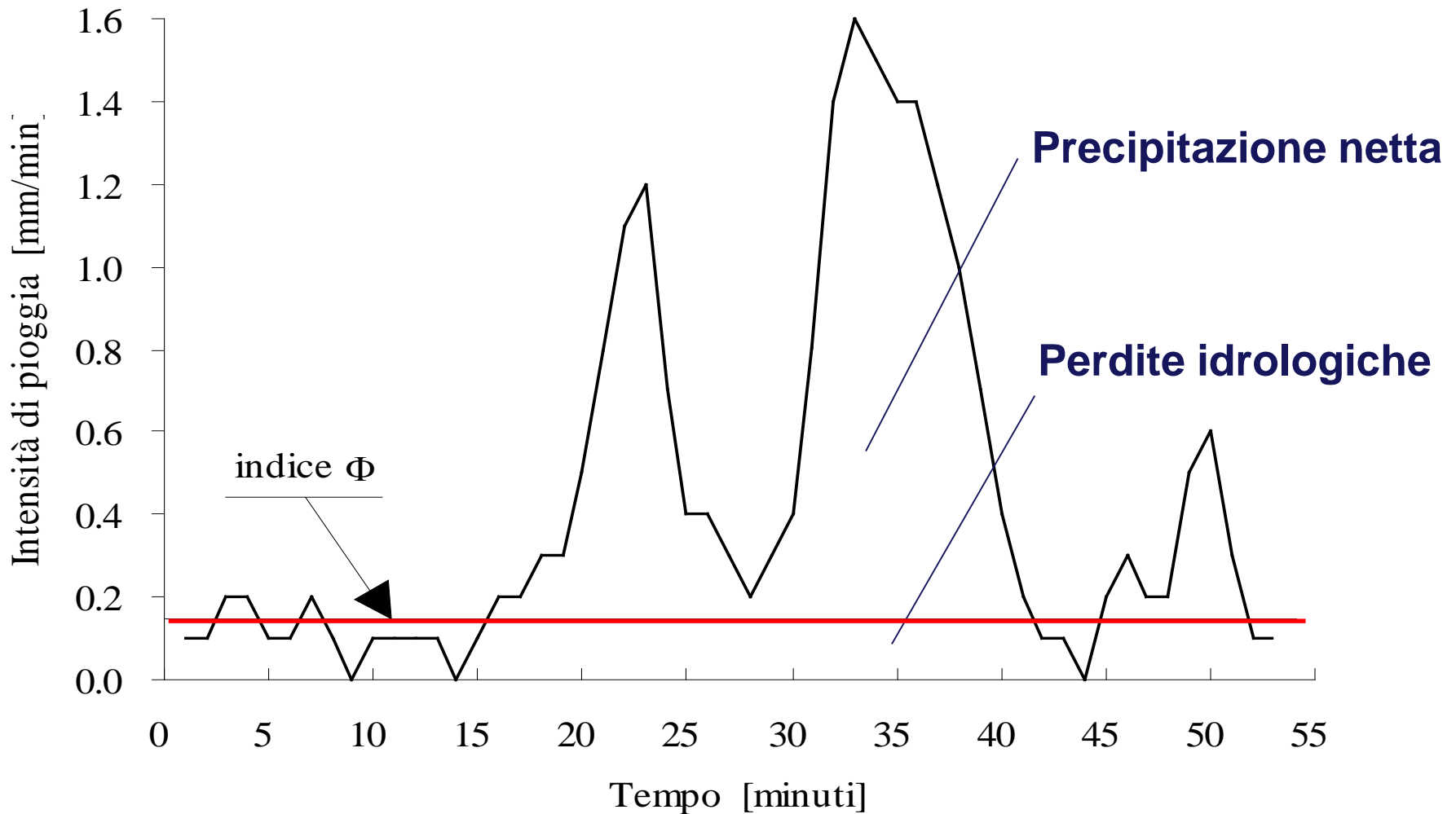
T [anni]	φ_{perm}	φ_{imp}
< 2	0,00 ÷ 0,15	0,60 ÷ 0,75
2 ÷ 10	0,10 ÷ 0,25	0,65 ÷ 0,80
> 10	0,15 ÷ 0,30	0,70 ÷ 0,90

Sistemi di Fognatura. Manuale di Progettazione, CSDU-Hoepli, 1997)



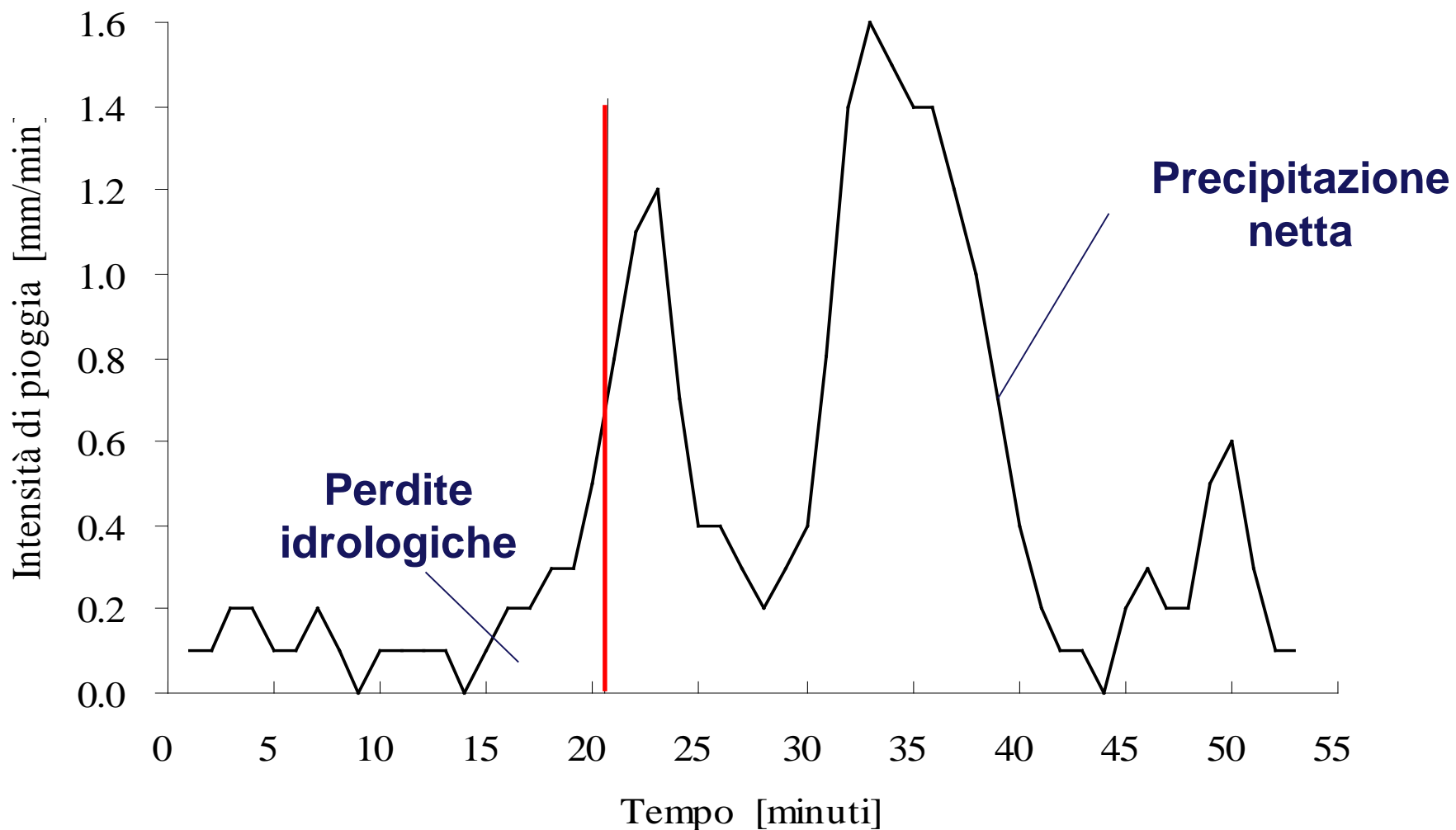
MODELLI DI INFILTRAZIONE – METODO ORIZZONTALE

Metodo orizzontale (metodo dell'indice Φ)





Metodo verticale





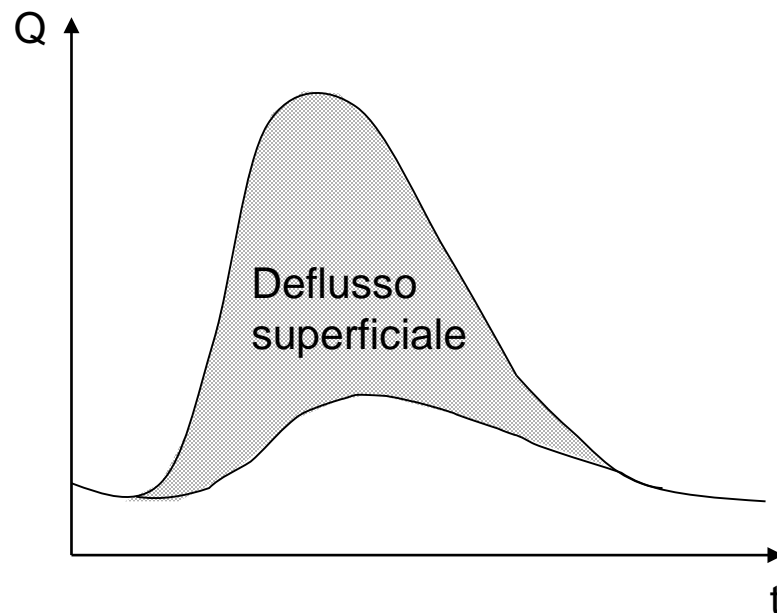
Il **deflusso superficiale** è quella parte del deflusso che raggiunge la rete idrografica di un bacino per scorrimento sulla sua superficie.

Tale parte corrisponde alla cosiddetta precipitazione netta, cioè alla parte di precipitazione che non si infiltra nel terreno, non rimane immagazzinata in depressioni superficiali e non viene intercettata dalla vegetazione.

I fenomeni di **formazione** e di **trasferimento** del **deflusso superficiale** rivestono un ruolo fondamentale nella genesi delle **onde di piena** e dei **processi erosivi** che avvengono nei bacini idrografici.

Il deflusso superficiale infatti è la **componente più rapida del deflusso** e ad esso sono associati i **valori massimi della portata** nella rete idrografica

Lo studio di questi fenomeni riveste una particolare importanza nella pianificazione e progettazione degli **interventi di protezione del territorio**

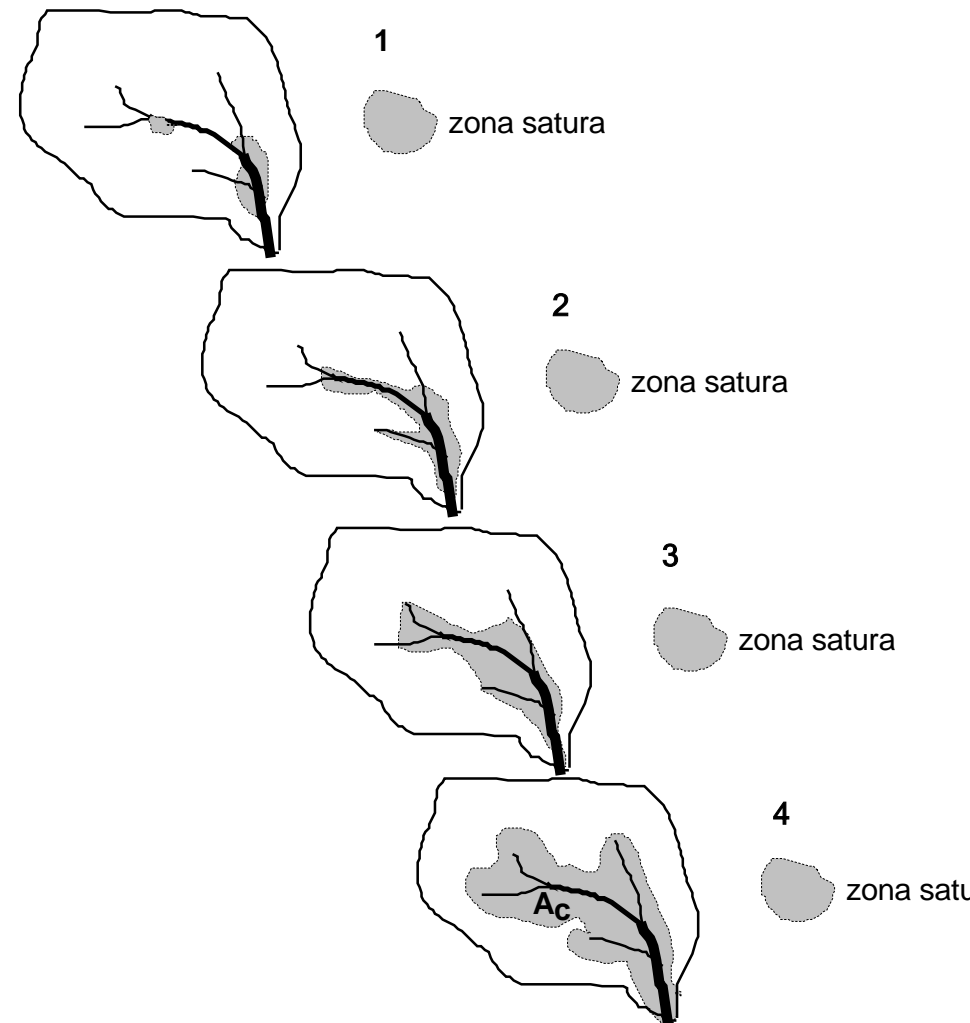


DEFUSSO SUPERFICIALE

Il **deflusso superficiale** inizia quando le depressioni superficiali si sono riempite e quando la **capacità di infiltrazione** nel terreno è diventata inferiore all'intensità di pioggia

Dopo brevi tratti di scorrimento sulla superficie del terreno, tale deflusso diventa presto **alveato**, confluendo nella rete idrografica naturale

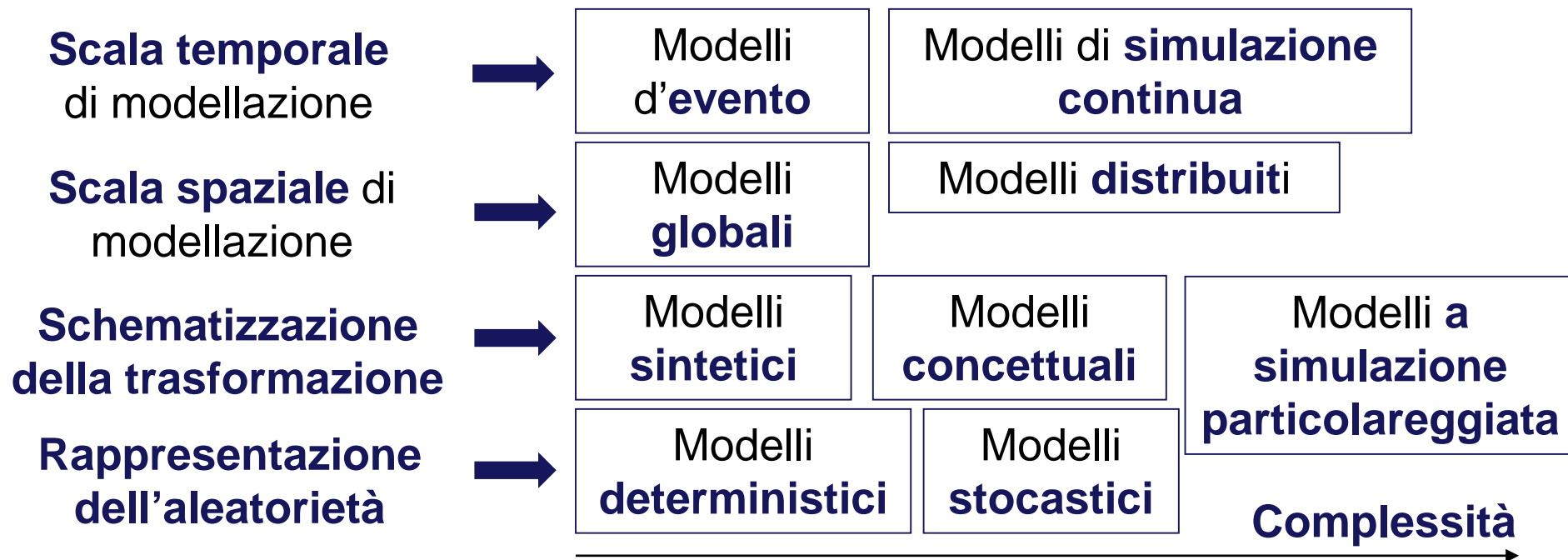
Il **processo** si presenta normalmente **disomogeneo** nello spazio, causando la crescita delle portate dapprima lenta e poi sempre più rapida in relazione al crescere delle aree contribuenti (**meccanismo Dunniano**)



MODELLI AFFLUSSI/DEFLUSSI

I modelli di trasferimento del deflusso superficiale detti anche **modelli di trasformazione Afflussi netti/Deflussi (modelli A/D)** hanno lo scopo di riprodurre in forma matematica i processi di scorrimento e di immagazzinamento temporaneo della precipitazione netta, che avvengono in un bacino idrografico durante e dopo un evento piovoso, allo scopo di determinare l'**idrogramma di piena**

Possono essere classificati in base a:





SCALA TEMPORALE DI MODELLAZIONE

Modelli d'evento: riproducono il processo di trasformazione afflussi netti – deflussi solo per un singolo evento piovoso, ipotizzando delle condizioni iniziali del bacino

Modelli di simulazione continua: riproducono il processo di trasformazione afflussi netti – deflussi in modo continuo nel tempo, tenendo conto dell'evoluzione dello stato del bacino

SCALA SPAZIALE DI MODELLAZIONE

Modelli globali: non considerano la variabilità nello spazio della precipitazione e delle caratteristiche del bacino, utilizzando quindi solo valori medi delle varie grandezze

Modelli distribuiti : considerano la variabilità nello spazio della precipitazione e delle caratteristiche del bacino che viene suddiviso in unità elementari omogenee; i processi di trasformazione vengono simulati in ciascuna unità tenendo conto delle condizioni al contorno determinate dalle altre celle



SCHEMATIZZAZIONE DELLA TRASFORMAZIONE

Modelli sintetici o modelli a scatola chiusa (black-box): assimilano il bacino ad un sistema incognito di cui cercano solamente di correlare l'output (portate) con l'input (precipitazione) mediante un opportuno operatore matematico, la cui struttura è definita sulla base della migliore riproduzione di eventi con input e output noti.

Rientrano in tale categoria di modelli quelli basati sulle cosiddette **reti neurali**

Modelli concettuali: assimilano il comportamento del bacino al funzionamento idraulico di un elemento o di una combinazione di elementi concettuali semplici, generalmente costituiti da **canali e serbatoi** lineari o non lineari

Modelli a simulazione particolareggiata o modelli fisicamente basati: cercano di riprodurre i diversi sottoprocessi della trasformazione A/D mediante **sottomodelli concettuali o empirici**.

Sono modelli piuttosto complessi e con un alto numero di parametri, ma se correttamente calibrati consentono un'analisi assai rigorosa e dettagliata



RAPPRESENTAZIONE DELL'ALEATORIETA'

Modelli deterministici: non considerano l'aleatorietà sia della precipitazione che delle condizioni idrologiche al contorno (ad esempio di variabili come temperature, vento, ecc.).

I risultati non sono quindi associati ad un livello di probabilità, ma assunti in modo deterministico

Modelli stocastici: cercano di tenere conto dell'aleatorietà mediante la generazione casuale delle caratteristiche della precipitazione e di altre variabili idrologiche, elaborando i risultati con i metodi dell'**analisi probabilistica**



La maggior parte dei modelli di trasformazione della pioggia netta in deflusso superficiale appartengono alla categoria dei **modelli lineari e stazionari**

$$\underline{p_1(t)} \rightarrow \text{bacino} \xrightarrow{q_1(t)}$$

$$\underline{p_2(t)} \rightarrow \text{bacino} \xrightarrow{q_2(t)}$$

$$\text{Linearità: } a \cdot p_1(t) + b \cdot p_2(t) \rightarrow a \cdot q_1(t) + b \cdot q_2(t)$$

→ Sovrapposizione degli effetti

$$\text{Stazionarietà: } p_1(t+s) \rightarrow q_1(t+s)$$

→ Invariabilità nel tempo delle caratteristiche idrologiche del bacino



Dal punto di vista matematico un **sistema** è **lineare e stazionario** quando le funzioni $p(t)$ e $q(t)$ che rappresentano la variazione nel tempo del suo ingresso e della sua uscita e le loro derivate sono legate dalla seguente **equazione differenziale a coefficienti costanti** :

$$p(t) = a_n \cdot \frac{d^n q(t)}{dt^n} + a_{n-1} \cdot \frac{d^{n-1} q(t)}{dt^{n-1}} + \dots + a_1 \cdot \frac{dq(t)}{dt} + a_0 \cdot q(t) \quad \Rightarrow \quad \text{Integrale di convoluzione}$$

Forma continua

$$q(t) = \int_0^t p(\tau) \cdot u(t - \tau) \cdot d\tau$$

$p(t) = A \cdot i_n(t) = A \cdot \varphi \cdot i(t)$: portata di pioggia netta
 $u(t)$: idrogramma istantaneo unitario (IUH)

Forma discreta

$$q(m \cdot \Delta t) = q_m = \sum_{j=1}^m p_j \cdot u_{m-j+1} \cdot \Delta t$$

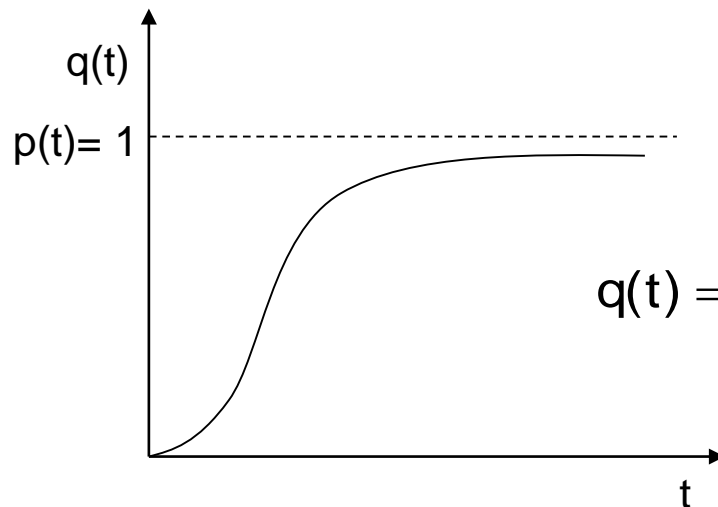


IDROGRAMMA ISTANTANEO UNITARIO (IUH)

La funzione $u(t)$, cioè l'IUH, rappresenta la **risposta impulsiva** del bacino ad una **precipitazione di volume unitario e intensità costante**. Per cui:

$$\int_0^{\infty} u(\tau) \cdot d\tau = 1 \quad \text{con} \quad u(t) \geq 0 \quad \text{per} \quad t \geq 0$$

Se si considera una pioggia unitaria con intensità costante e durata infinita:



$$q(t) = U(t) = \int_0^t u(t - \tau) \cdot d\tau = \int_0^t u(v) \cdot dv$$



Se si ammette che un bacino idrografico si comporta come un sistema lineare e stazionario, lo IUH riassume in sé tutte le caratteristiche del processo di trasformazione afflussi netti deflussi ed è una peculiarità **invariante** del bacino stesso

Può essere interpretato anche come la **funzione di densità di probabilità dei tempi di residenza** delle particelle d'acqua nel bacino

Può quindi essere espresso da una delle funzioni di questo tipo esistenti in letteratura e essere quindi caratterizzato dai suoi **momenti**

I modelli lineari e stazionari si possono differenziare principalmente in funzione del **tempo di base** dell'IUH, cioè del tempo dopo il quale la funzione $u(t)$ assume di nuovo valori nulli dopo l'istante iniziale



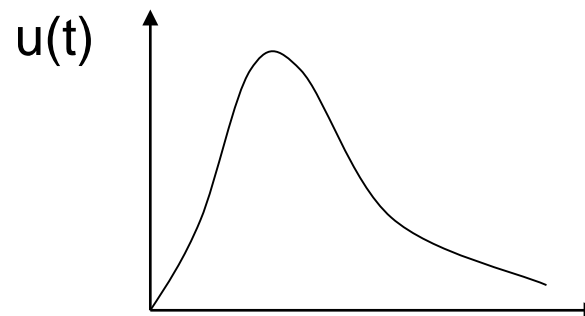
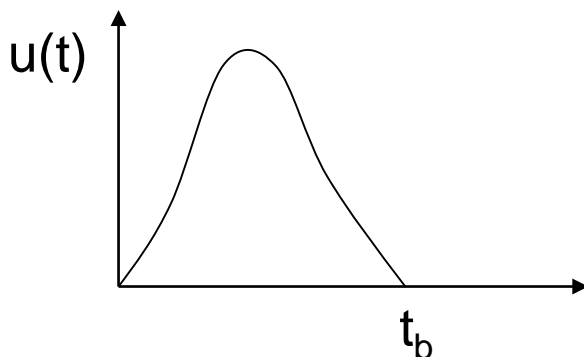
IDROGRAMMA ISTANTANEO UNITARIO (IUH)

Questo tempo, chiamato **lag time**, rappresenta la distanza tra il baricentro dello ietogramma e quello dell'idrogramma corrispondente e quindi è il **tempo medio di residenza nel bacino**

$$t_b = \int_0^{\infty} u(\tau) \cdot \tau \cdot d\tau$$

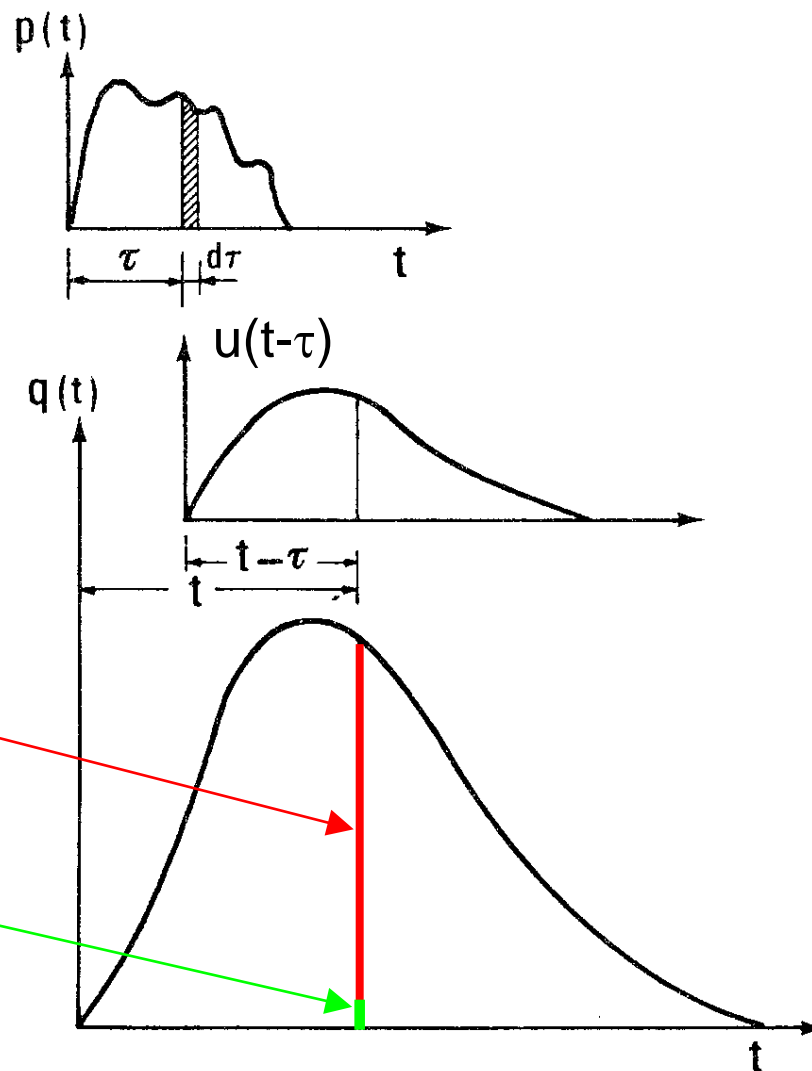
Se: $u(t) > 0$ per $0 < t < t_b < \infty$ ➡ **Modelli a memoria finita**

Se: $u(t) > 0$ per $0 < t < \infty$ ➡ **Modelli a memoria infinita**





CONVOLUZIONE TRA PIOGGIA NETTA E IUH



$$q(t) = \int_0^t p(\tau) \cdot u(t - \tau) \cdot d\tau$$

$$dq(t) = p(\tau) \cdot u(t - \tau) \cdot d\tau$$



Ponendo la trasformazione di variabile: $\tau^* = t - \tau$, si ha:

$$d\tau^* = dt - d\tau = 0 - d\tau = -d\tau$$

$$\text{con } \tau = 0 \text{ per } \tau^* = t$$

$$\text{con } \tau = t \text{ per } \tau^* = 0$$

e quindi il precedente integrale diviene:

$$q(t) = \int_0^t p(\tau) \cdot u(t - \tau) \cdot d\tau = \int_t^0 p(t - \tau^*) \cdot u(\tau^*) \cdot (-d\tau^*) = \int_0^t p(t - \tau^*) \cdot u(\tau^*) \cdot d\tau^*$$

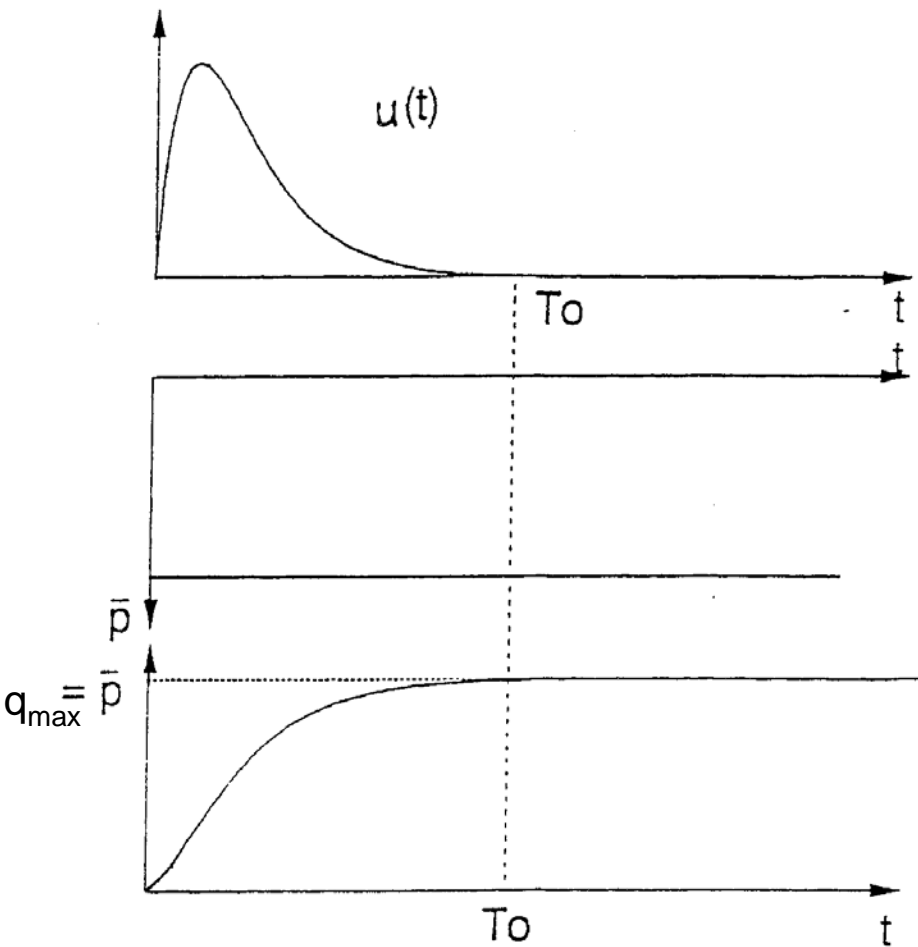
L'argomento delle funzioni p e u può dunque essere scambiato senza alterare il significato dell'integrale di convoluzione

Nel caso particolare in cui la portata di pioggia p sia **costante nel tempo**:

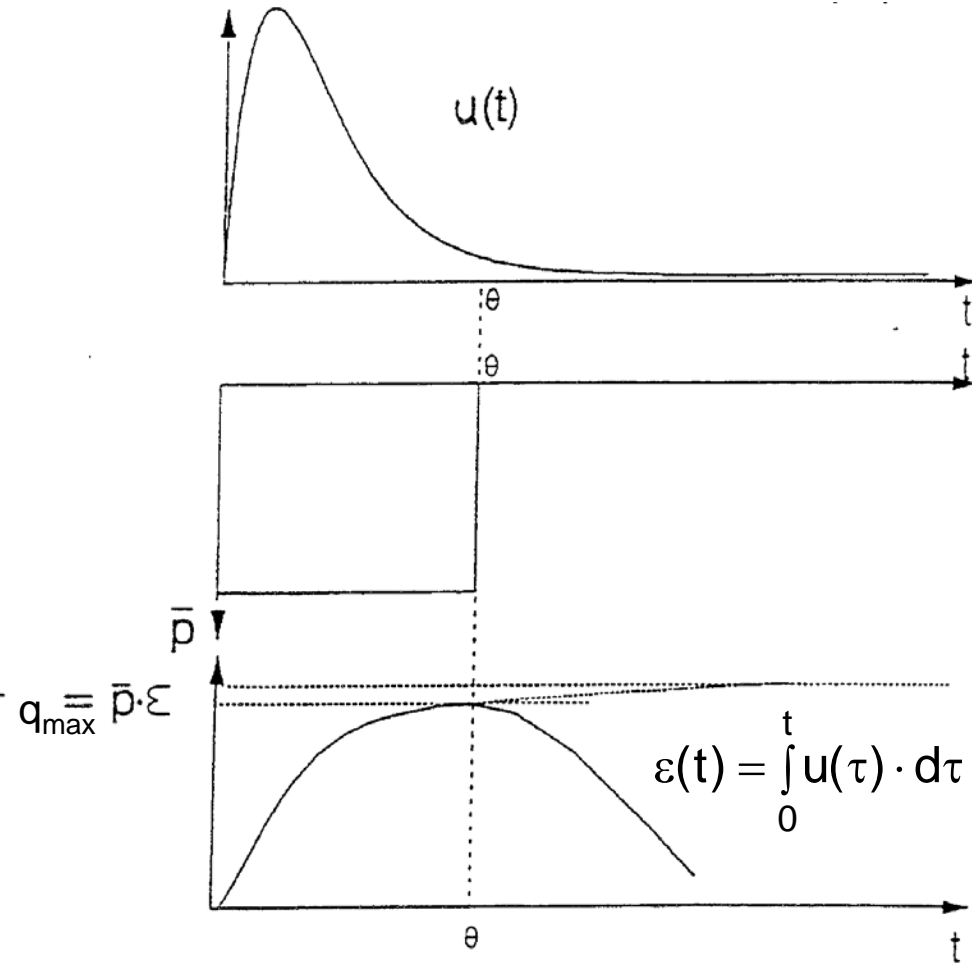
$$q(t) = \bar{p} \cdot \int_0^t u(\tau^*) \cdot d\tau^* \quad \Rightarrow \quad \frac{1}{\bar{p}} \cdot \frac{dq(t)}{dt} = u(t)$$



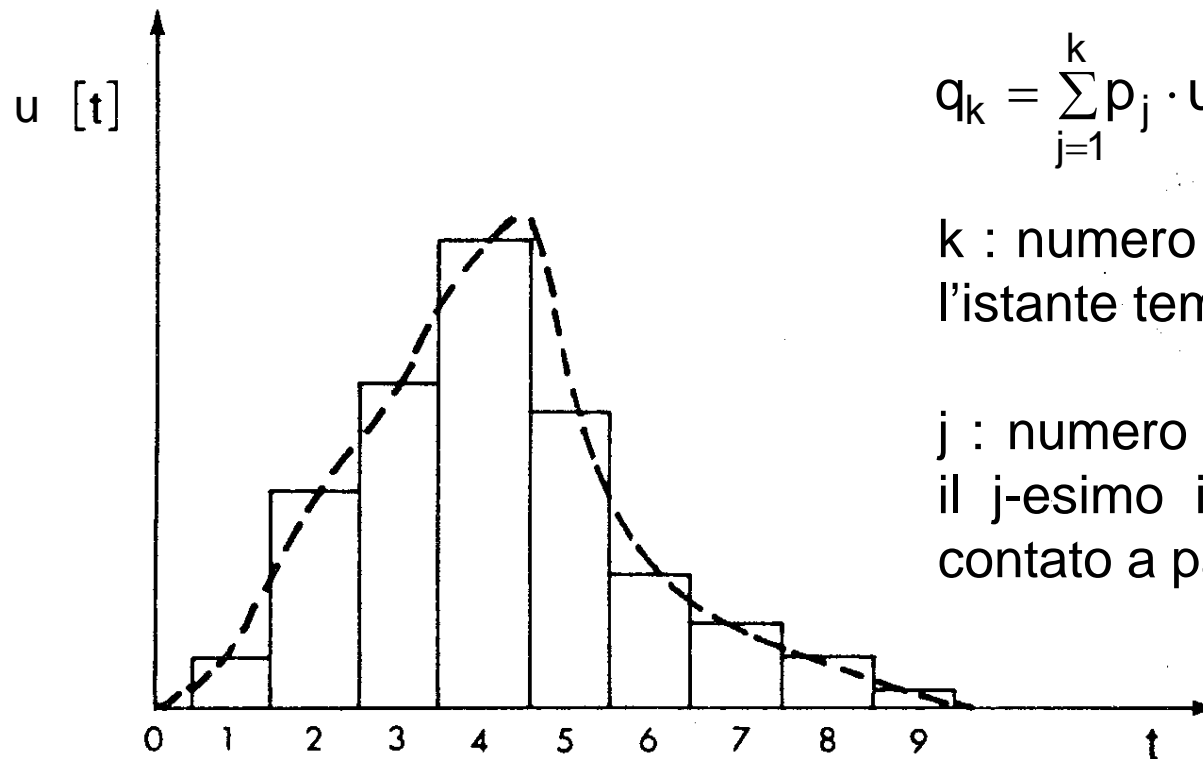
IUH con tempo di base finito



IUH con tempo di base infinito



DISCRETIZZAZIONE DELL'INTEGRALE DI CONVOLUZIONE



$$q_k = \sum_{j=1}^k p_j \cdot u_{k-j+1} \cdot \Delta t$$

k : numero progressivo che indica l'istante temporale $t=k \cdot \Delta t$

j : numero progressivo che indica il j -esimo intervallo temporale Δt contato a partire dall'istante $t=0$

$$q_1 = p_1 \cdot u_1 \cdot \Delta t$$

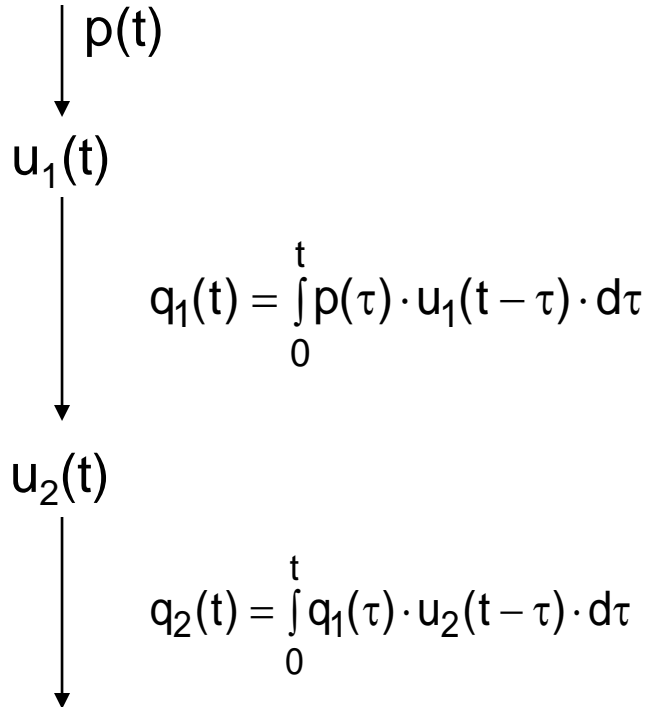
$$q_2 = p_1 \cdot u_2 \cdot \Delta t + p_2 \cdot u_1 \cdot \Delta t$$

$$q_3 = p_1 \cdot u_3 \cdot \Delta t + p_2 \cdot u_2 \cdot \Delta t + p_3 \cdot u_1 \cdot \Delta t$$

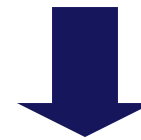
$$q_4 = \dots$$



Spesso i modelli A/D usati nella pratica sono la combinazione di più modelli lineari e stazionari elementari. In questo caso l'idrogramma istantaneo unitario del modello risultante può essere ricavato a partire da quelli dei modelli componenti

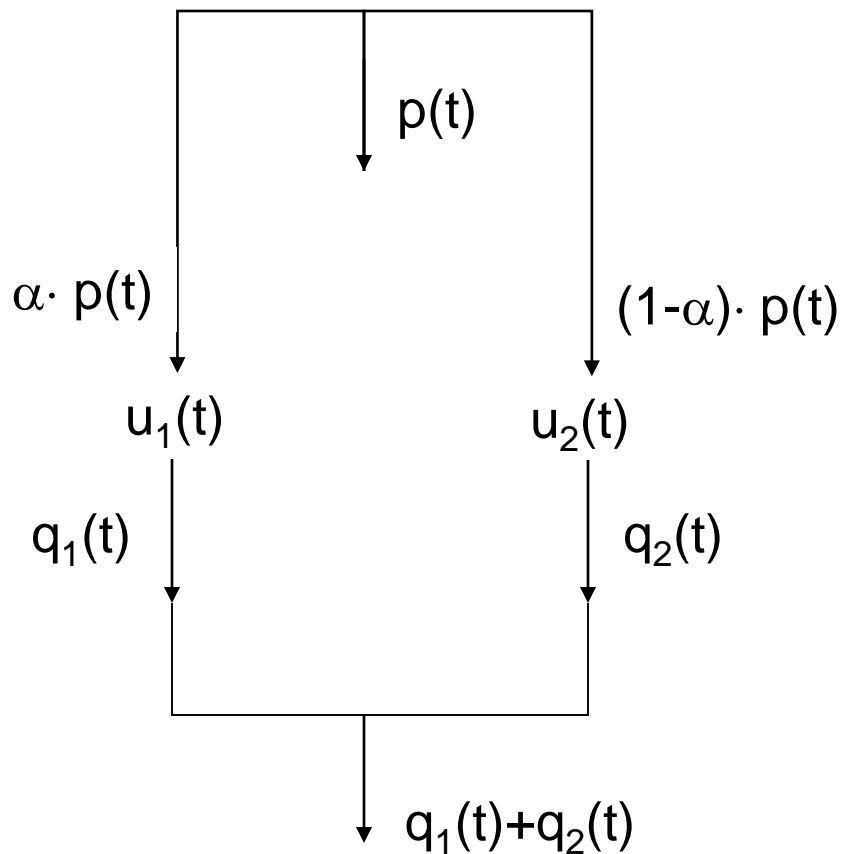


L'IUH di due **modelli in serie** è dato dalla convoluzione degli IUH:



$$u_s(t) = \int_0^t u_1(\tau) \cdot u_2(t - \tau) \cdot d\tau$$

MODELLI LINEARI IN PARALLELO



$$q_1(t) = \int_0^t \alpha \cdot p(\tau) \cdot u_1(t - \tau) \cdot d\tau$$

$$q_2(t) = \int_0^t (1 - \alpha) \cdot p(\tau) \cdot u_2(t - \tau) \cdot d\tau$$



L'IUH di due modelli in parallelo è dato dalla **media pesata** degli IUH:



$$u_p(t) = \alpha \cdot u_1(t) + (1 - \alpha) \cdot u_2(t)$$



Nei modelli lineari concettuali il comportamento del bacino è assimilato al funzionamento idraulico di un elemento o di una combinazione di elementi concettuali semplici, generalmente costituiti da **canali** e **serbatoi lineari o non lineari**.

I modelli concettuali più comunemente adottati e che verranno qui trattati sono:

- Modello della **corrivazione (cinematico)**
- Modello dell'**invaso lineare**
- Modello della **cascata di invasi lineari** (Modello di Nash)
- Modello della **corrivazione + serbatoio lineare in serie** (Modello di Clark)
- Modello **geomorfologico** (Modello GIUH)

MODELLO DELLA CORRIVAZIONE (CINEMATICO)

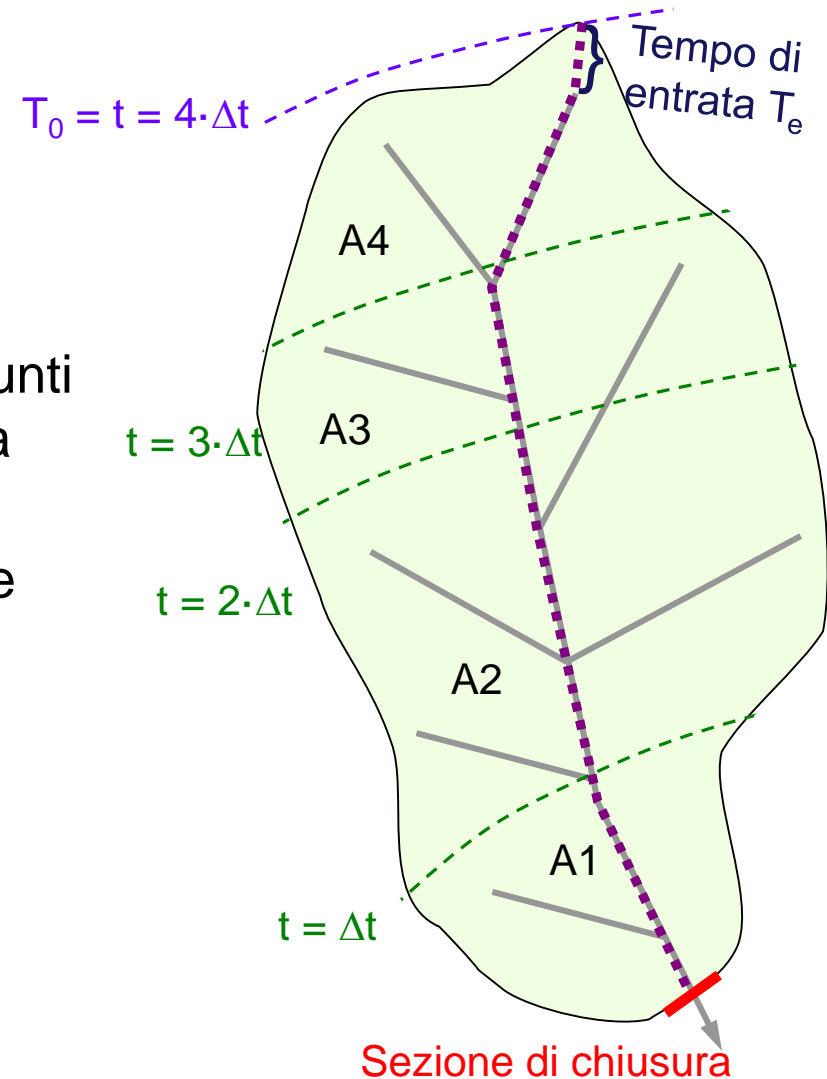
Basato sul concetto di **tempo di percorrenza** della precipitazione netta dal punto di caduta fino alla sezione di chiusura:

- Si individuano sul bacino le **“curve isocorrive”** come luogo dei punti aventi uguale distanza temporale dalla sezione di chiusura
- Il massimo tempo di percorrenza viene definito **tempo di corrivazione** (o **di concentrazione**) del bacino, T_0

$$T_0 = T_e + T_r$$

T_e : Tempo di entrata

T_r : Tempo di rete



TEMPO DI CORRIVAZIONE (CINEMATICO)

$$T_0 = T_e + \frac{1}{1.5} \cdot T_r = T_e + \frac{1}{1.5} \cdot \max_j \left\{ \sum_i \frac{L_{i,j}}{V_{r,i,j}} \right\}$$

T_e : tempo di entrata in rete ($T_e=2\div 15$ minuti)

T_r : tempo di rete del percorso idraulicamente più lungo a monte della sezione di calcolo

1.5 : coefficiente di taratura

j : j -esimo percorso possibile lungo la rete fino alla sezione di calcolo considerata

i : i -esimo ramo lungo il j -esimo percorso

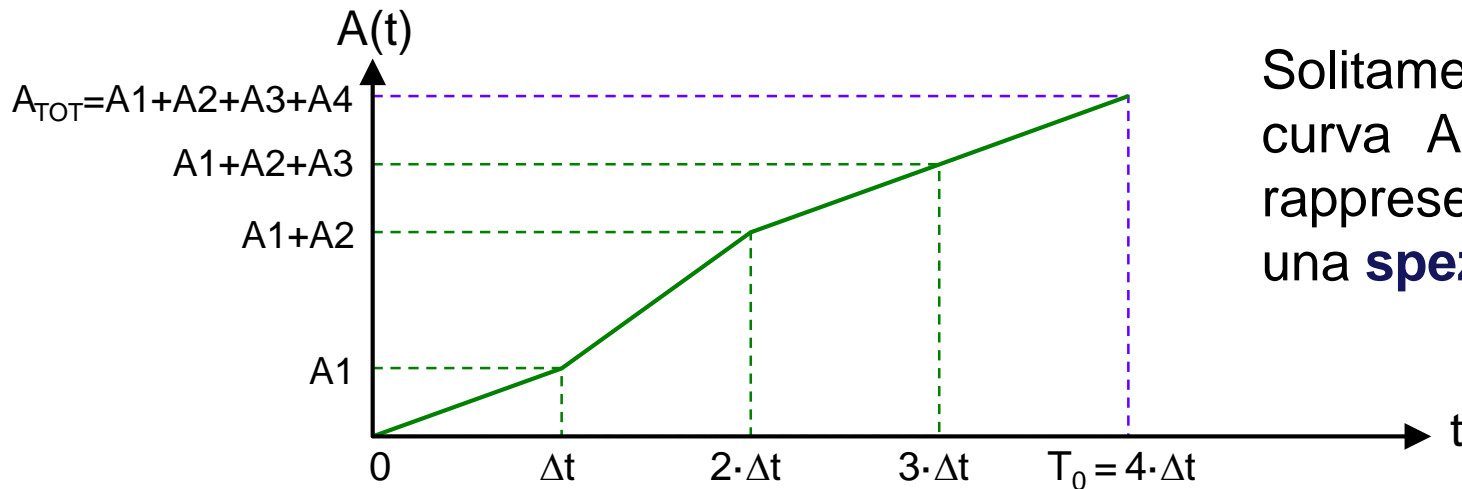
$L_{i,j}$: lunghezza dell' i -esimo ramo lungo il j -esimo percorso

$V_{r,i,j}$: velocità a pieno riempimento dell' i -esimo ramo lungo il j -esimo percorso



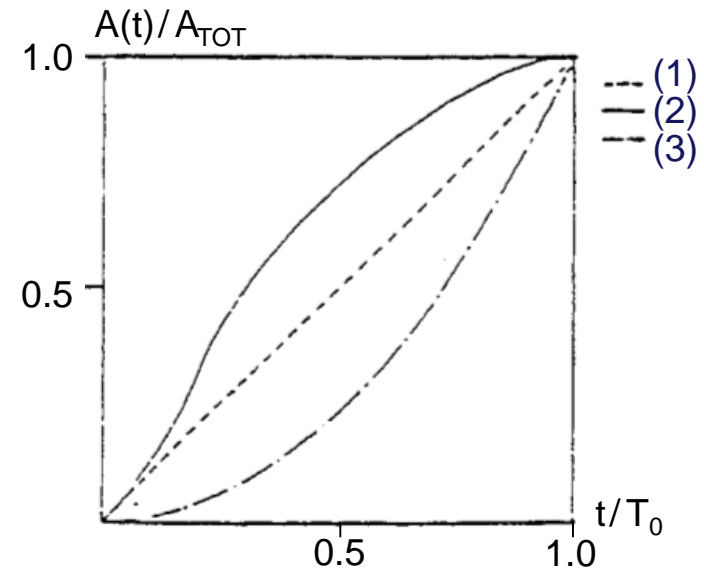
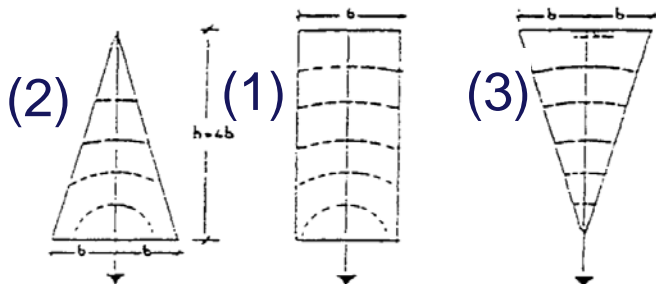
MODELLO DELLA CORRIVAZIONE (CINEMATICO)

Il bacino viene schematizzato per mezzo della sua **curva cumulata aree-tempi**:



Solitamente la curva $A(t)$ viene rappresentata da una **spezzata**

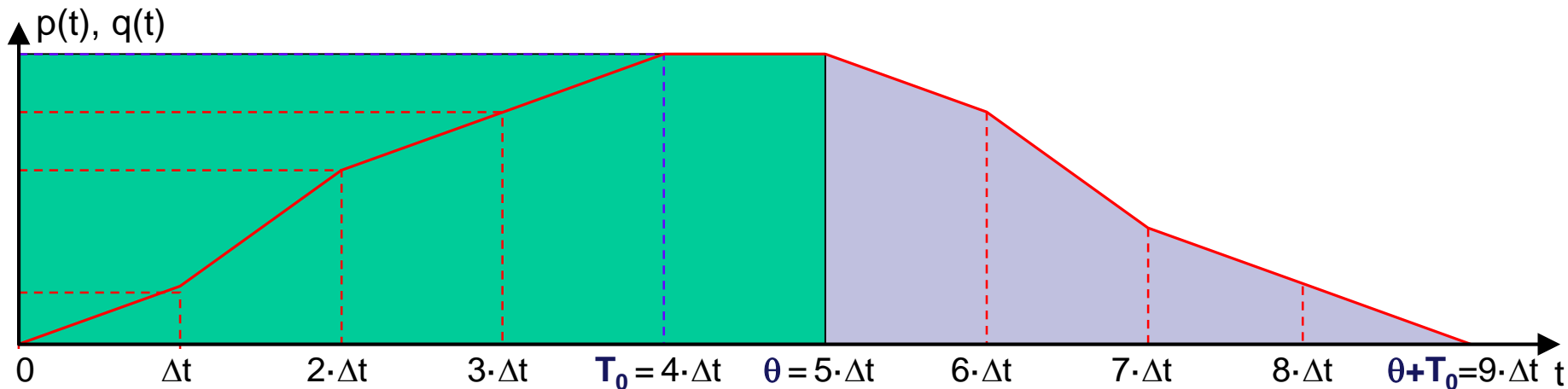
- Bacino lineare (1)
- Bacino divergente (2)
- Bacino convergente (3)



MODELLO DELLA CORRIVAZIONE (CINEMATICO)

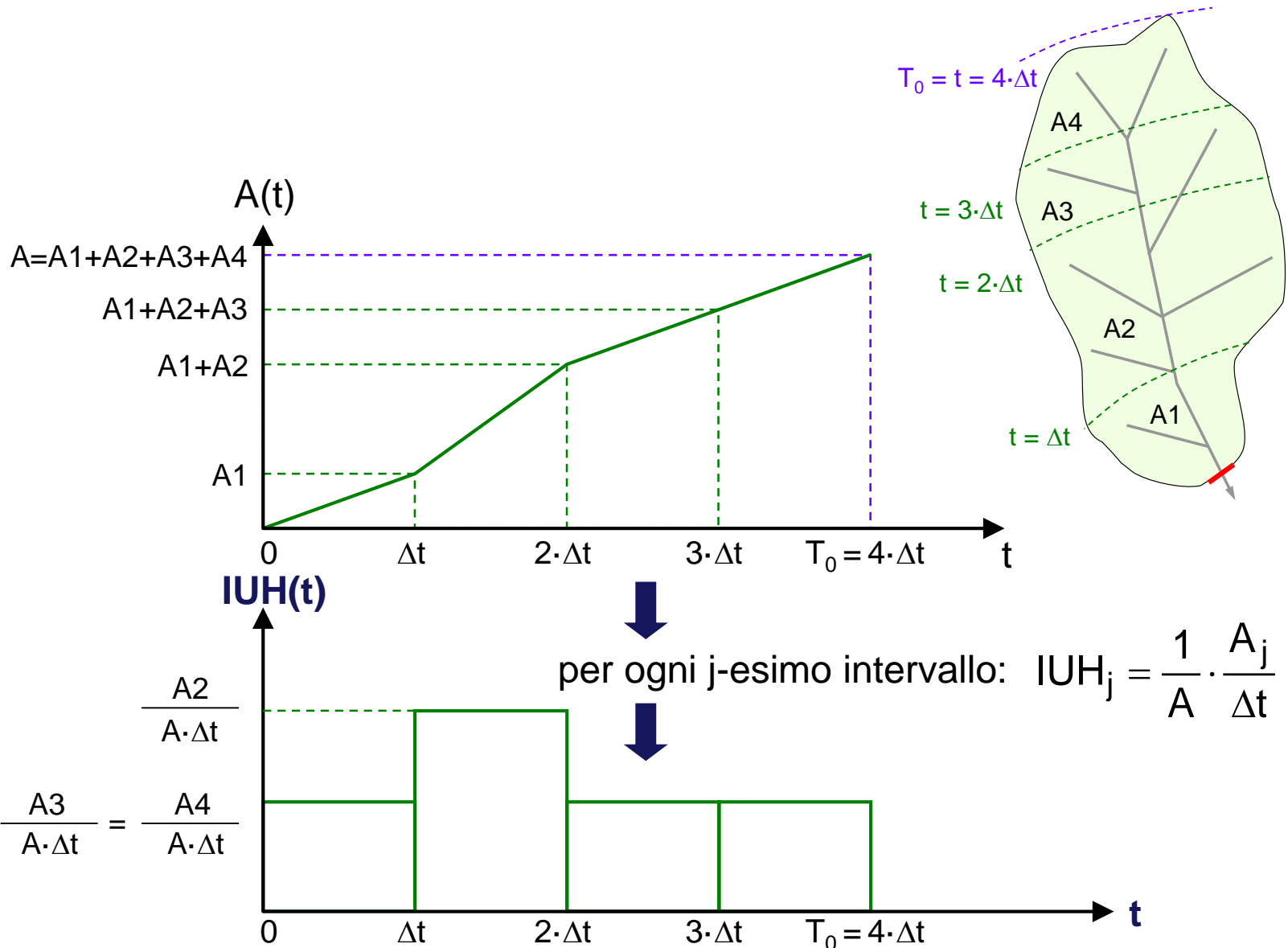
Nel caso di pioggia netta costante i di durata $\theta > T_0$:

- Il bacino va a regime al tempo $t = T_0$
- L'idrogramma si esaurisce al tempo $t = \theta + T_0$
- Per $t \leq T_0$, $q(t)$ è proporzionale alla curva aree-tempi $A(t)$ e all'intensità di pioggia netta costante i : $q(t) = p \cdot A(t) / A = \varphi \cdot i \cdot A(t)$



$$IUH(t) = \frac{1}{\bar{p}} \cdot \frac{\bar{p}}{A} \cdot \frac{dA(t)}{dt} \Rightarrow IUH(t) = \frac{1}{A} \cdot \frac{dA(t)}{dt}$$

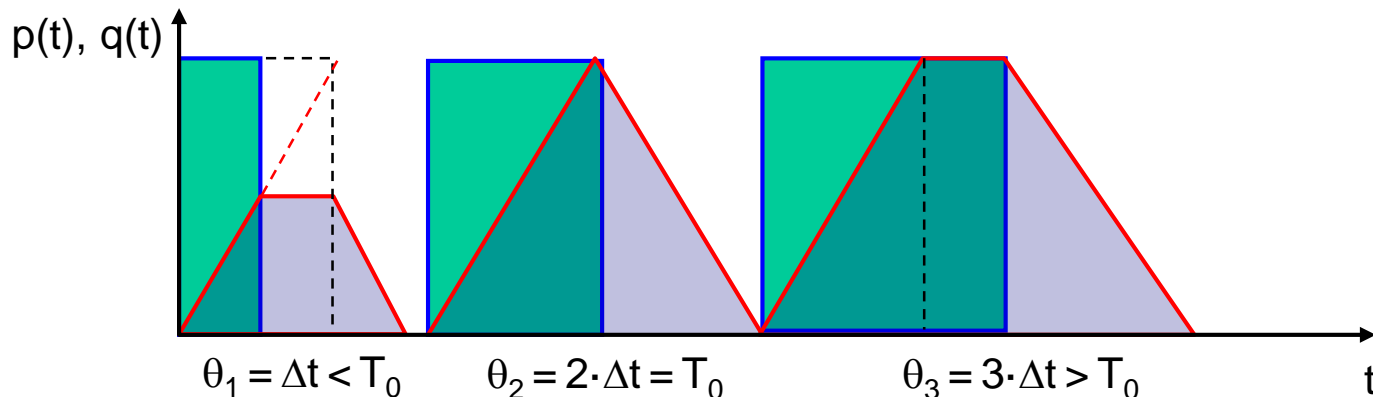
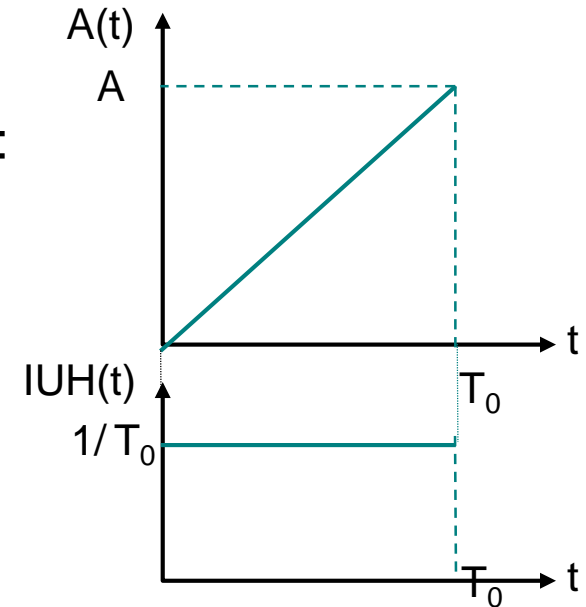
MODELLO DELLA CORRIVAZIONE (CINEMATICO)



MODELLO DELLA CORRIVAZIONE (CINEMATICO)

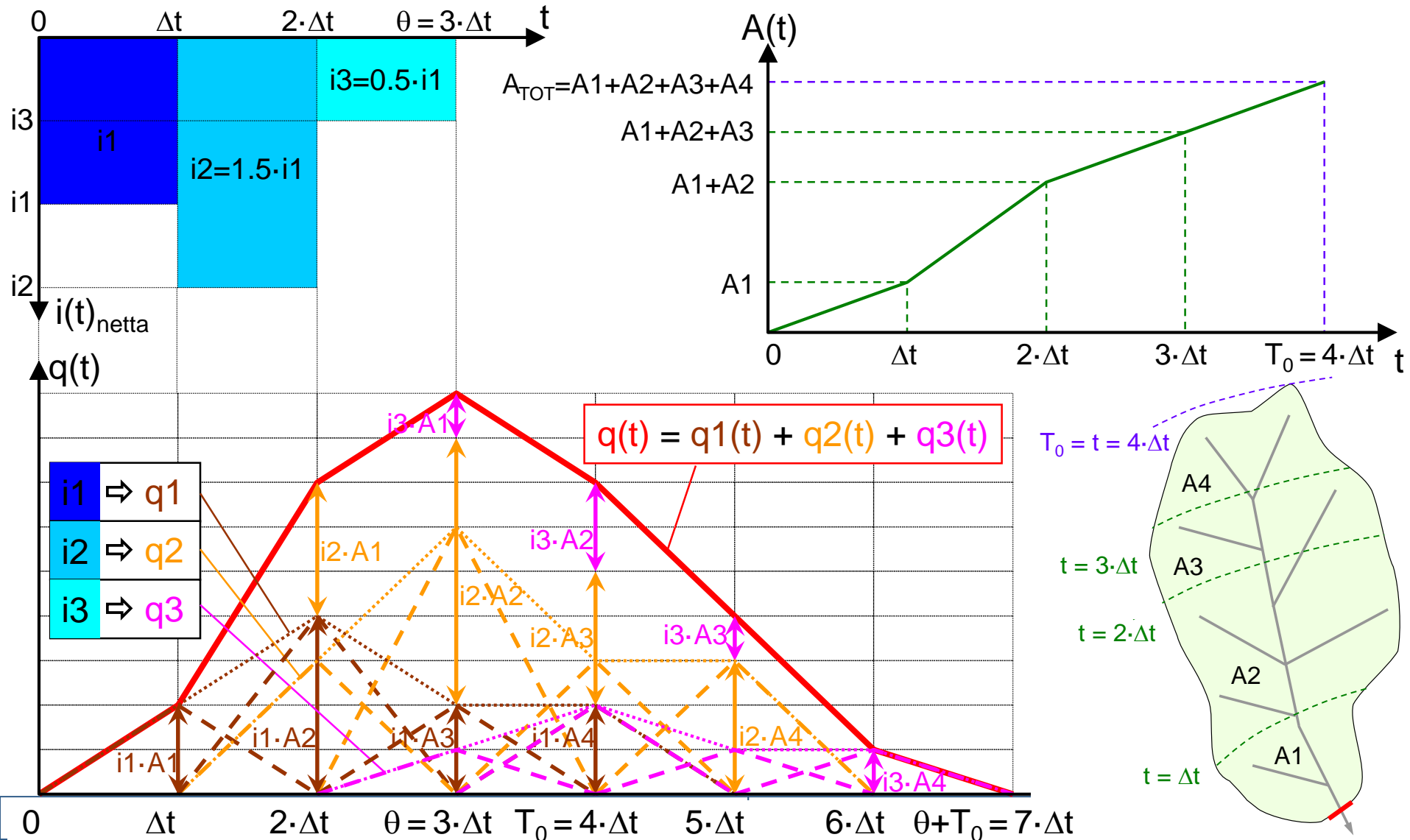
Nel caso particolare di curva aree-tempi $A(t)$ lineare:

- Il modello diventa a un unico parametro, cioè appunto il tempo di corrivazione T_0
- L'IUH diventa costante, con **$IUH = 1/T_0$**
- Piogge di intensità netta costante e durata $\theta < T_0$, $\theta = T_0$, $\theta > T_0$ danno luogo rispettivamente a idrogrammi di questo tipo:



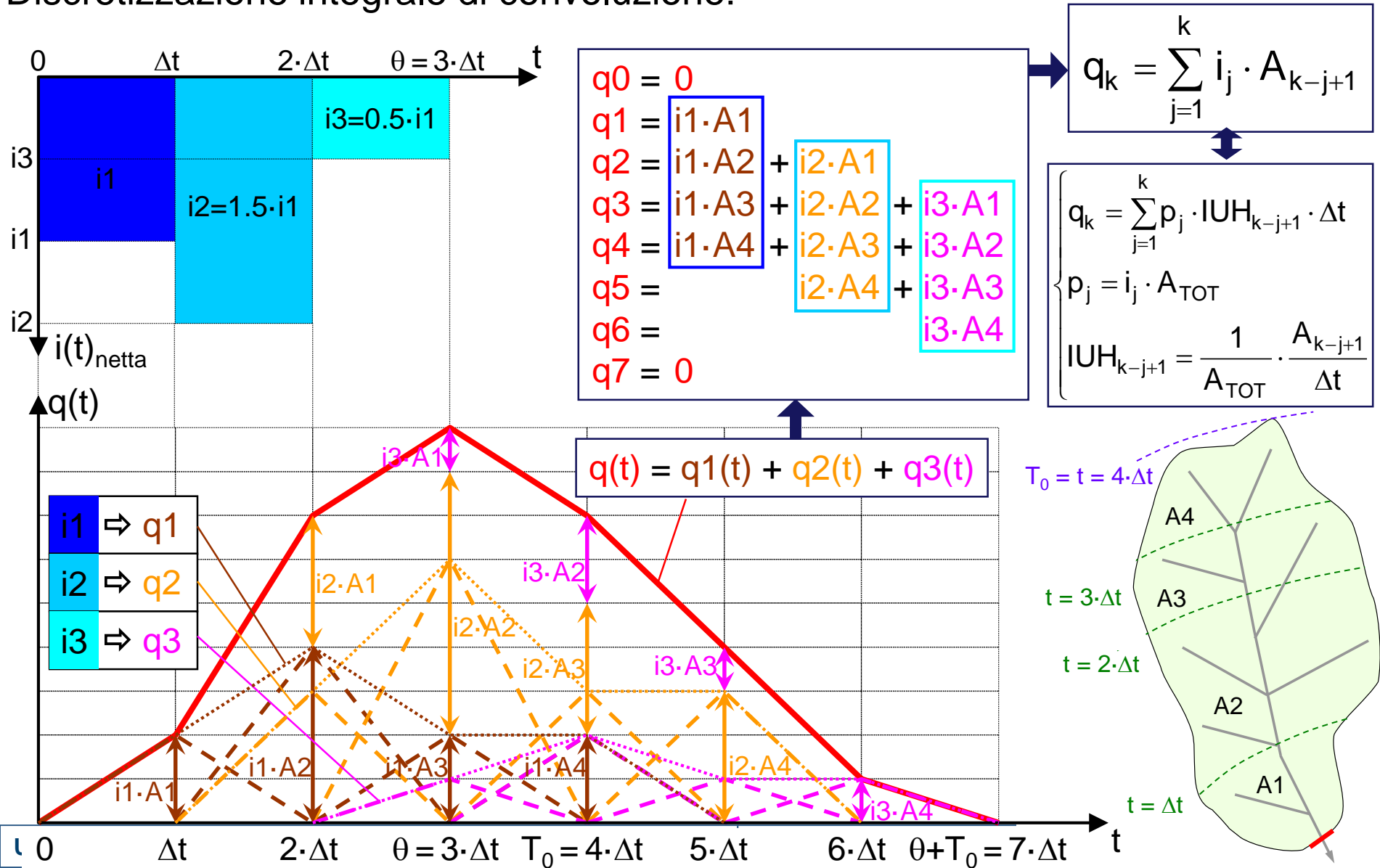
MODELLO DELLA CORRIVAZIONE (CINEMATICO)

Esempio di convoluzione (sovrapposizione effetti):



MODELLO DELLA CORRIVAZIONE (CINEMATICO)

Discretizzazione integrale di convoluzione:



MODELLO DELL'INVASO LINEARE

Si assume il bacino come un **invaso lineare** $W(t)$ in cui entra la portata di afflusso netta $p(t)$ e da cui esce la portata $q(t)$:

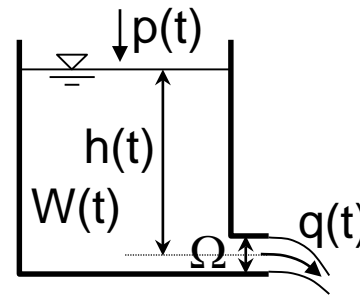
$$q(t) = \frac{W(t)}{k} \quad k: \text{costante di invaso}$$

Efflusso a **battente**:

$$q(t) = \mu \cdot \Omega \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \propto h^{1/2}$$

μ : coefficiente d'efflusso

Ω : area della bocca d'efflusso

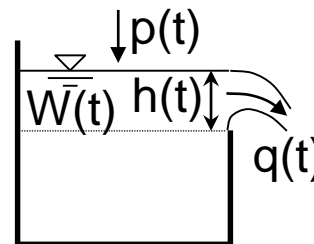


Efflusso a **stramazzo**:

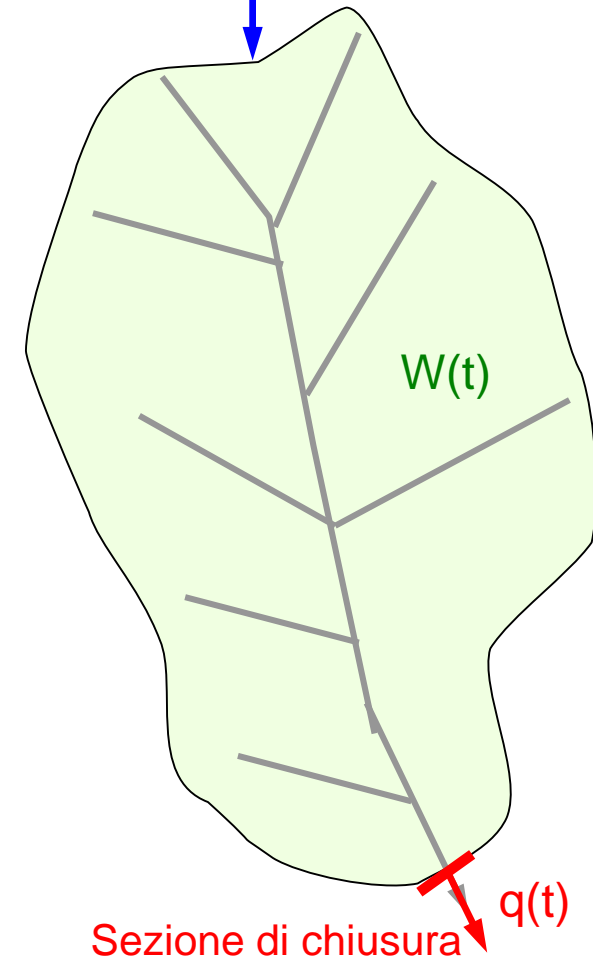
$$q(t) = \mu \cdot L \cdot h^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \propto h^{3/2}$$

μ : coefficiente d'efflusso

L : lunghezza della soglia di sfioro



$$p(t) = i_{\text{netta}}(t) \cdot A_{\text{TOT}}$$



Sezione di chiusura $q(t)$

COSTANTE D'INVASO

$$k = \frac{0.8 \cdot W_r + W_0}{Q_r} = \frac{0.8 \cdot W_r + w_0 \cdot A \cdot IMP}{Q_r}$$

W_r : volume complessivo dei condotti a monte

0.8 : coefficiente di taratura

W_0 : volume dei piccoli invasi a monte

w_0 : volume specifico dei piccoli invasi a monte (pari a $w_0 = 10 \div 15 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{imp}}$)

A : area sottesa complessiva

IMP : impermeabilità media dell'area sottesa complessiva

Q_r : portata a pieno riempimento del condotto



Il bacino viene schematizzato per mezzo della costante d'invaso lineare k :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Equazione di continuit\`a:} \quad p(t) - q(t) = \frac{dW(t)}{dt} \\ \text{Ipotesi del modello:} \quad W(t) = k \cdot q(t) \end{array} \right\} \Rightarrow p(t) - q(t) = k \cdot \frac{dq(t)}{dt}$$

Lungo ogni intervallo di tempo in cui $p(t)$ resta costante, $p(t)=\bar{p}$, si ha:

$$\bar{p} - q(t) = k \cdot \frac{dq(t)}{dt}$$

Ricordando poi che il differenziale di una costante \u00e8 nullo:

$$\bar{p} - q(t) = -k \cdot \frac{d[\bar{p} - q(t)]}{dt} \Rightarrow \frac{dt}{k} = \frac{d[\bar{p} - q(t)]}{\bar{p} - q(t)} \Rightarrow -\frac{t}{k} = \ln[\bar{p} - q(t)] + \text{cost}$$

La costante d'integrazione viene calcolata imponendo che all'istante iniziale $t=0$ si abbia $q=Q_0$, ottenendo quindi:

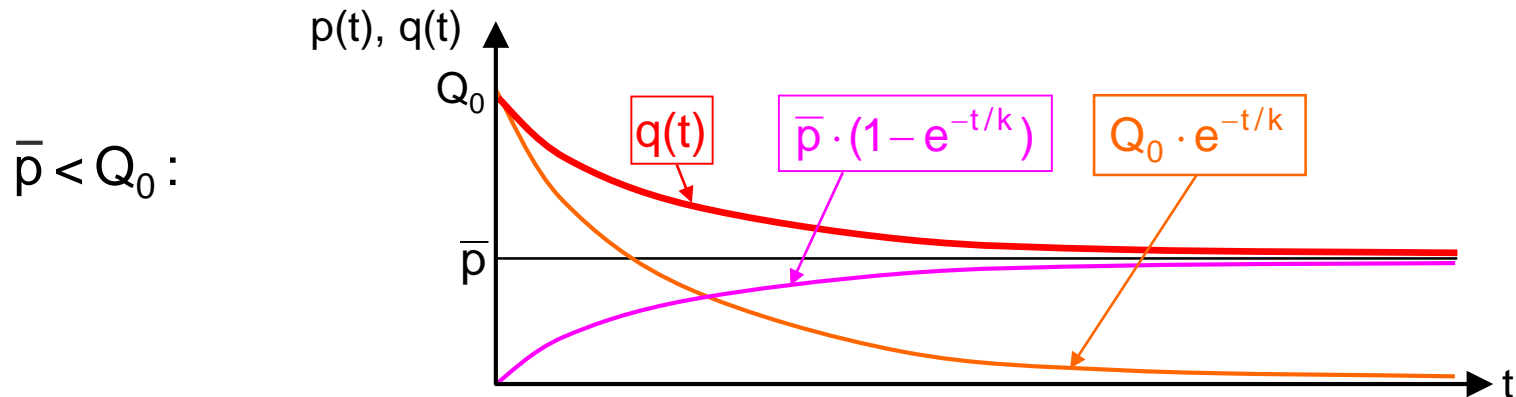
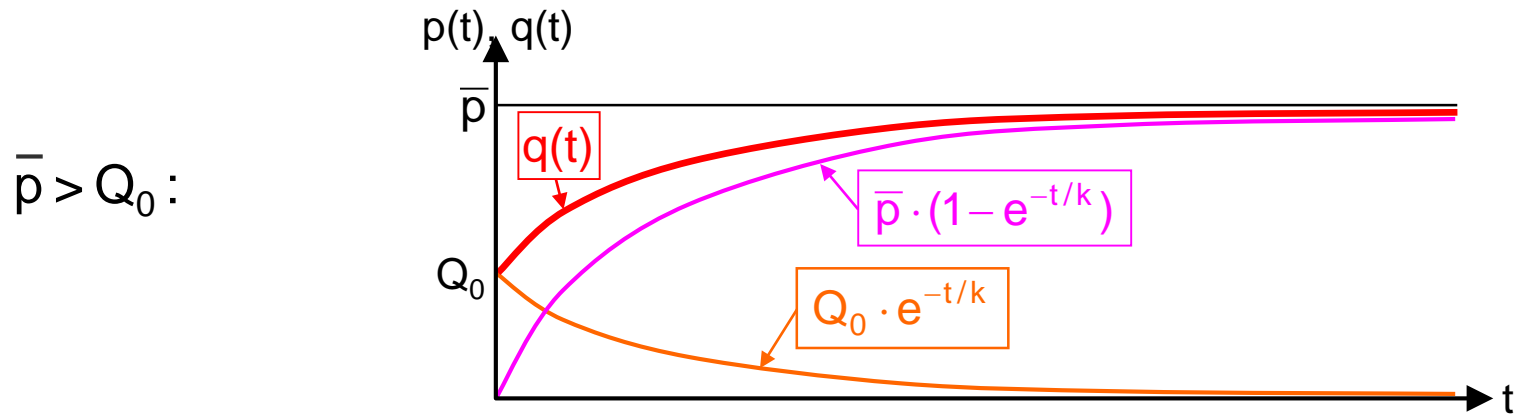
$$q(t) = \bar{p} \cdot (1 - e^{-t/k}) + Q_0 \cdot e^{-t/k}$$

MODELLO DELL'INVASO LINEARE

Componenti dell'idrogramma: $q(t) = \bar{p} \cdot (1 - e^{-t/k}) + Q_0 \cdot e^{-t/k}$

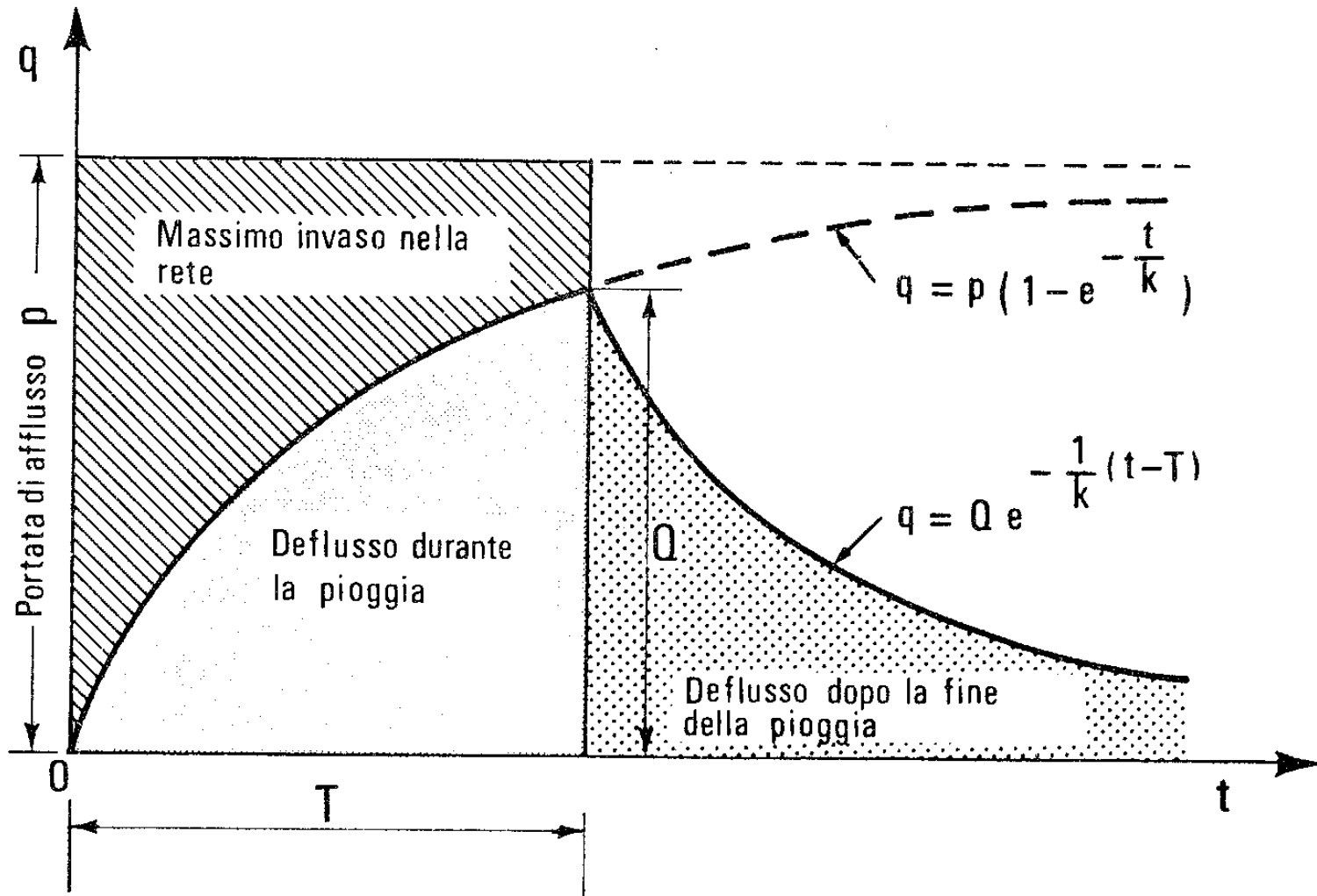
- **Curva di crescita** a partire dalla portata nulla: $\bar{p} \cdot (1 - e^{-t/k})$

- **Curva di esaurimento** a partire dalla portata Q_0 : $Q_0 \cdot e^{-t/k}$



MODELLO DELL'INVASO LINEARE

Invaso e svaso di volumi nella rete conseguenti alle ipotesi del modello:





A causa della natura asintotica delle funzioni esponenziali che compongono l'idrogramma, il bacino non va mai a regime (**tempo di base infinito**)

Ricordando la relazione fra IUH, $q(t)$ e portata d'afflusso p :

$$IUH(t) = \frac{1}{\bar{p}} \cdot \frac{dq(t)}{dt}$$

se non si considera il termine dovuto a Q_0 :

$$IUH(t) = \frac{1}{\bar{p}} \cdot \frac{d}{dt} \left[\bar{p} \cdot (1 - e^{-t/k}) \right] \Rightarrow IUH(t) = \frac{1}{k} \cdot e^{-t/k}$$

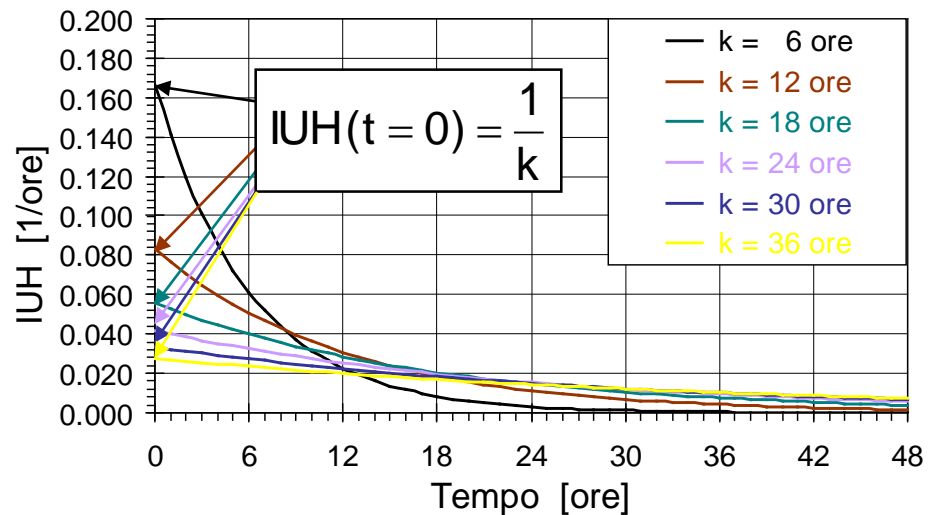
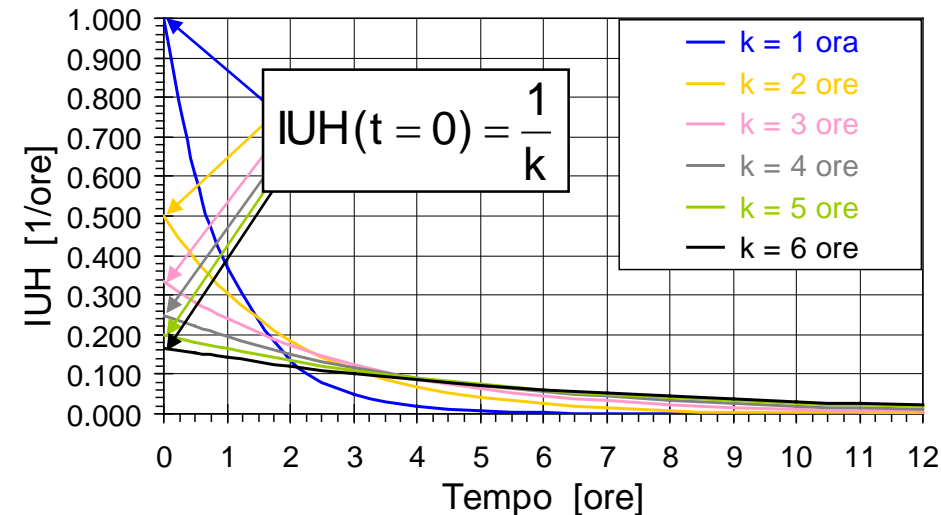
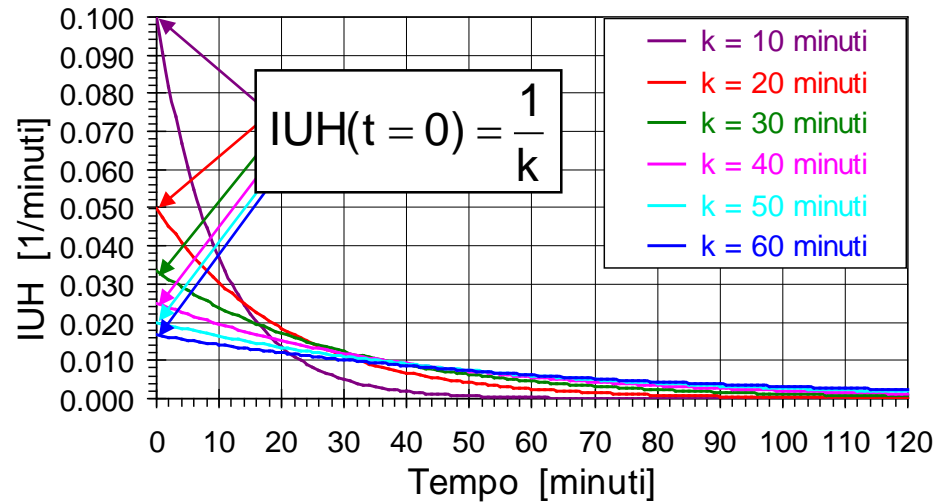
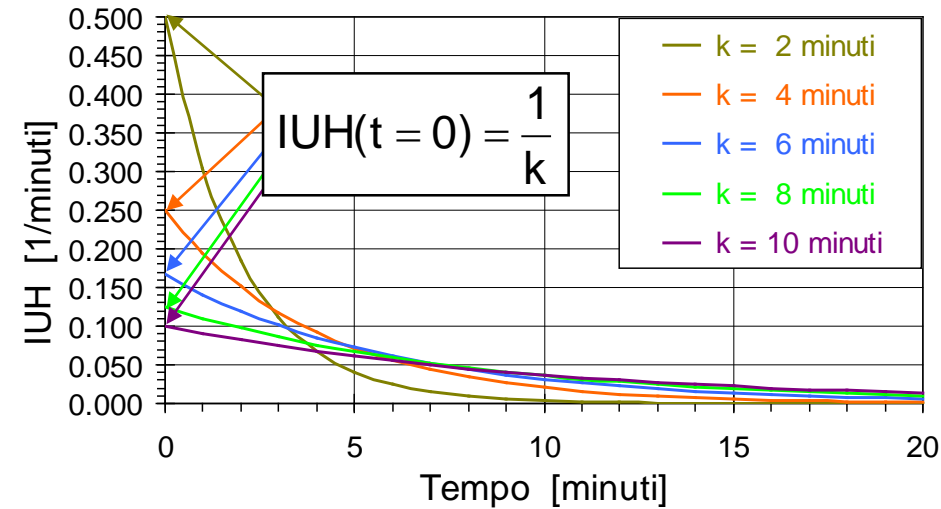
Il **tempo di base dell'IUH** è dunque anch'esso **infinito**

Il valore **medio IUH_j** dell'IUH nel j -esimo intervallo temporale è:

$$IUH_j = \frac{1}{\Delta t} \cdot \int_{(j-1) \cdot \Delta t}^{j \cdot \Delta t} IUH(\tau) \cdot d\tau \Rightarrow IUH_j = \frac{e^{\Delta t/k} - 1}{\Delta t} \cdot e^{-j \cdot \Delta t/k}$$

MODELLO DELL'INVASO LINEARE

Andamento di $IUH(t) = \frac{1}{k} \cdot e^{-t/k}$ al variare del parametro k:

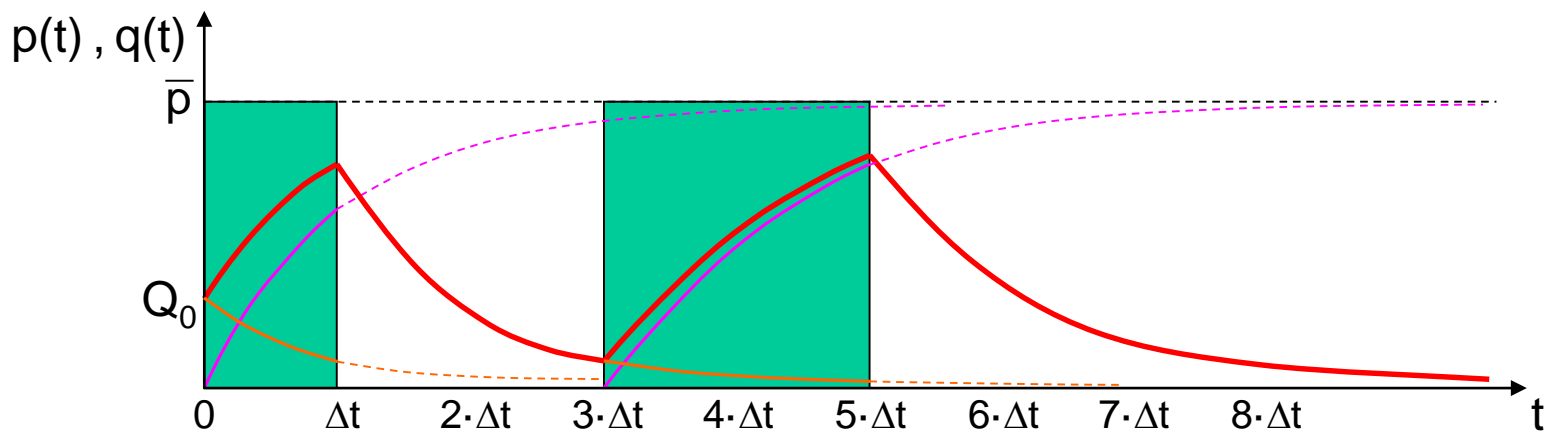




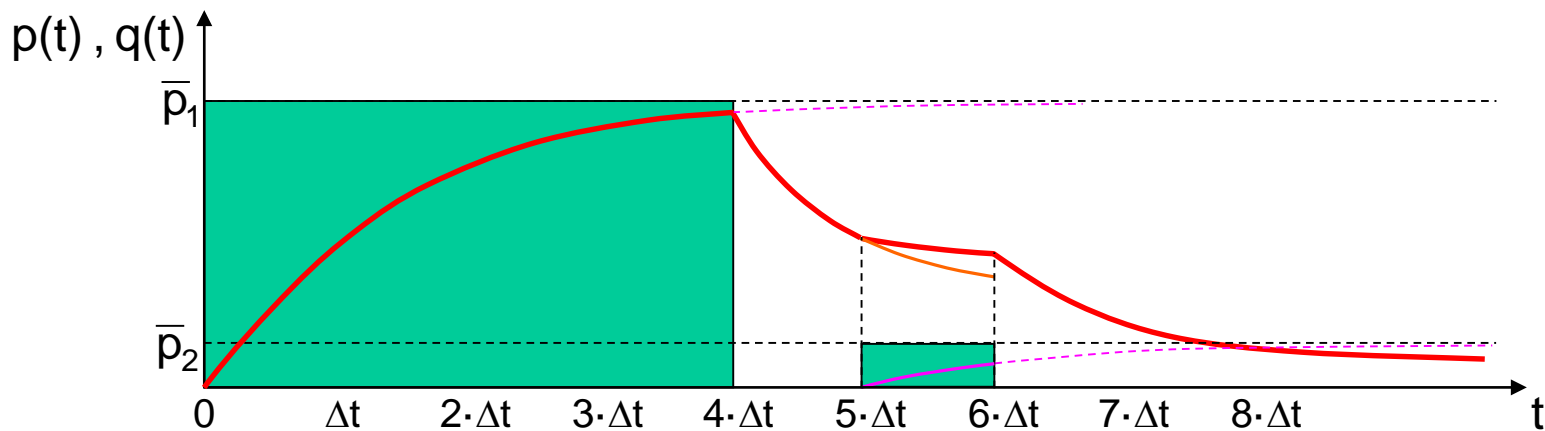
MODELLO DELL'INVASO LINEARE

Esempi di idrogrammi:

$Q_0 \neq 0$ e due cluster di pioggia con durata Δt e $2 \cdot \Delta t$:



$Q_0 = 0$ e due cluster di pioggia con durata $4 \cdot \Delta t$ e Δt :



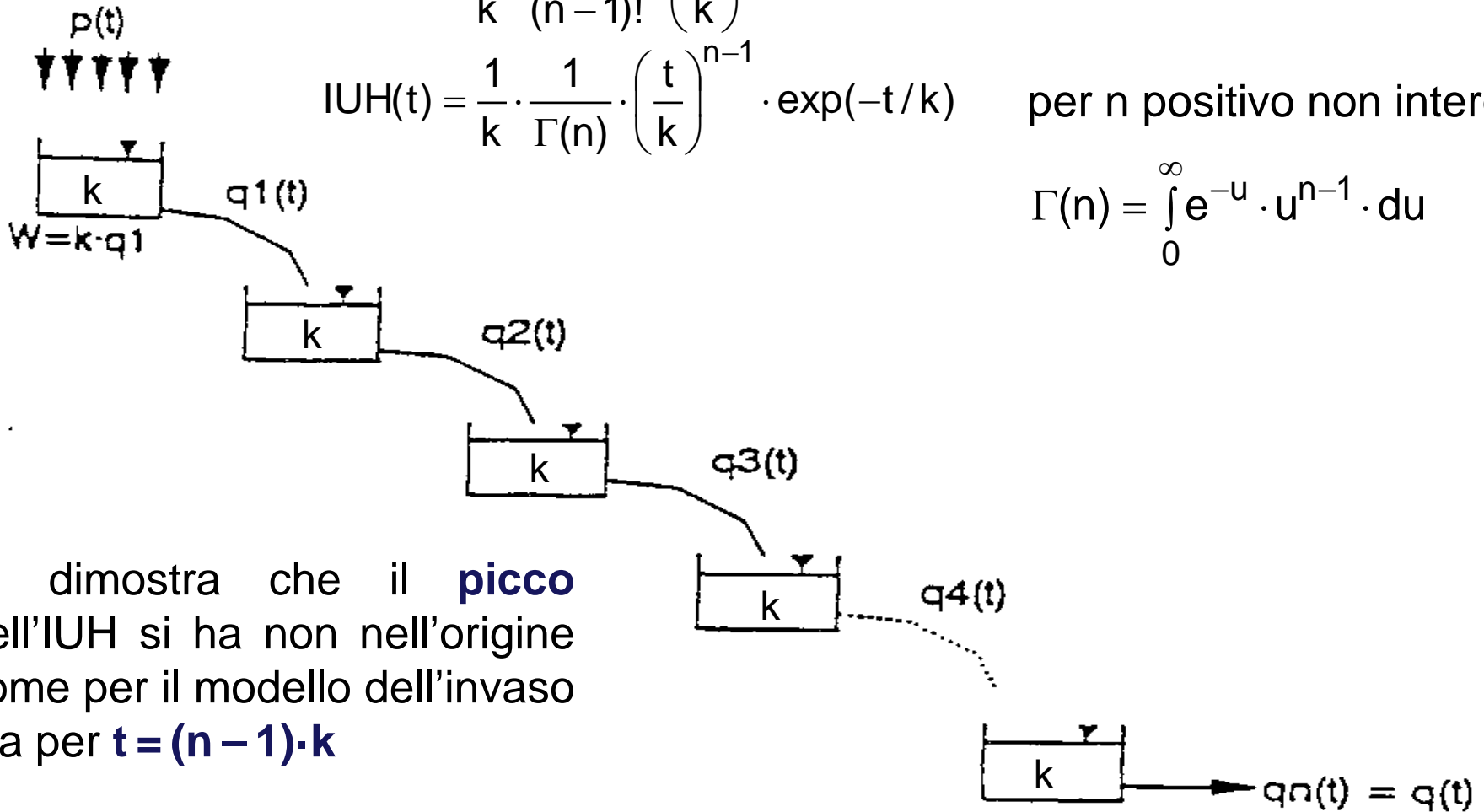


Schematizza il bacino come una **serie di n invasi lineari in serie** aventi ciascuno uguale **costante d'invaso k**:

$$IUH(t) = \frac{1}{k} \cdot \frac{1}{(n-1)!} \cdot \left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} \cdot \exp(-t/k) \quad \text{per } n \text{ positivo intero}$$

$$IUH(t) = \frac{1}{k} \cdot \frac{1}{\Gamma(n)} \cdot \left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} \cdot \exp(-t/k) \quad \text{per } n \text{ positivo non intero:}$$

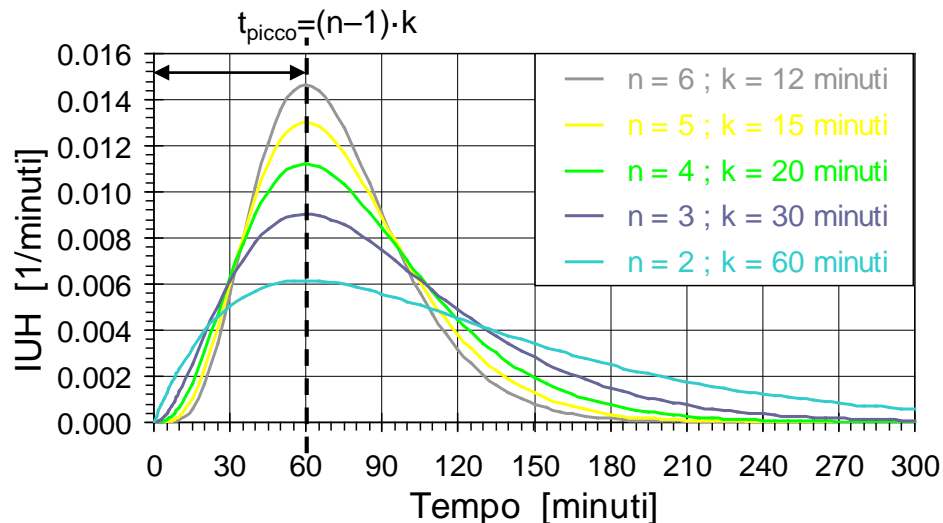
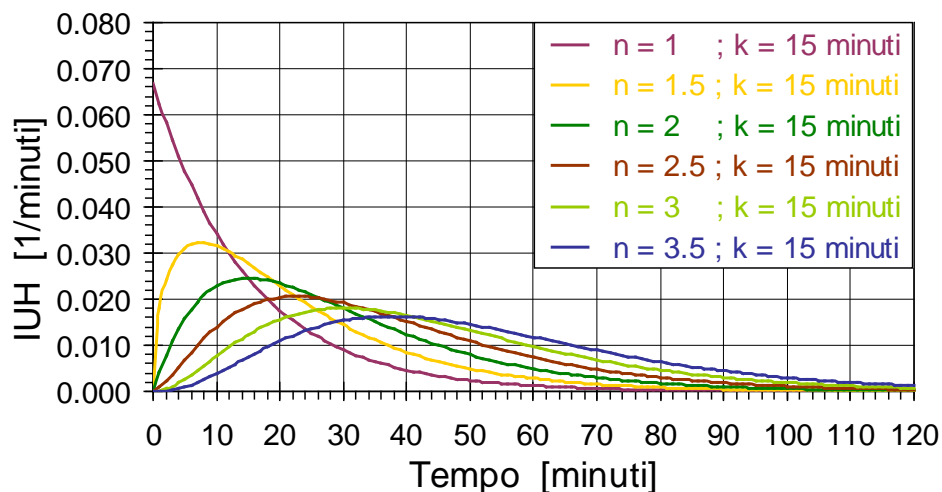
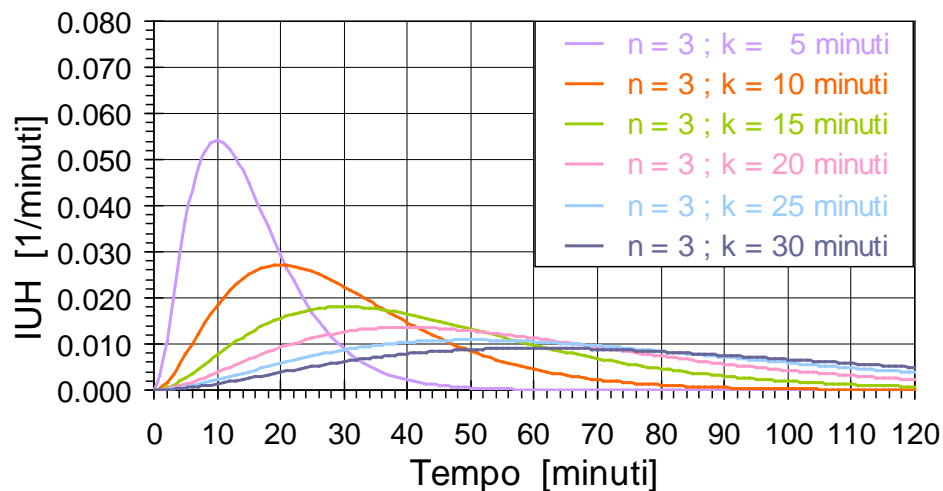
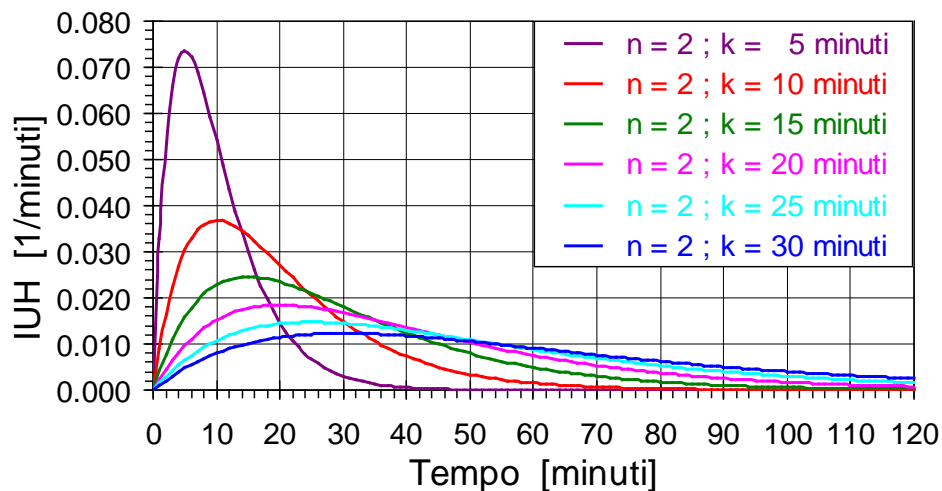
$$\Gamma(n) = \int_0^{\infty} e^{-u} \cdot u^{n-1} \cdot du$$



Si dimostra che il **picco** dell'IUH si ha non nell'origine come per il modello dell'invaso ma per **$t = (n-1) \cdot k$**

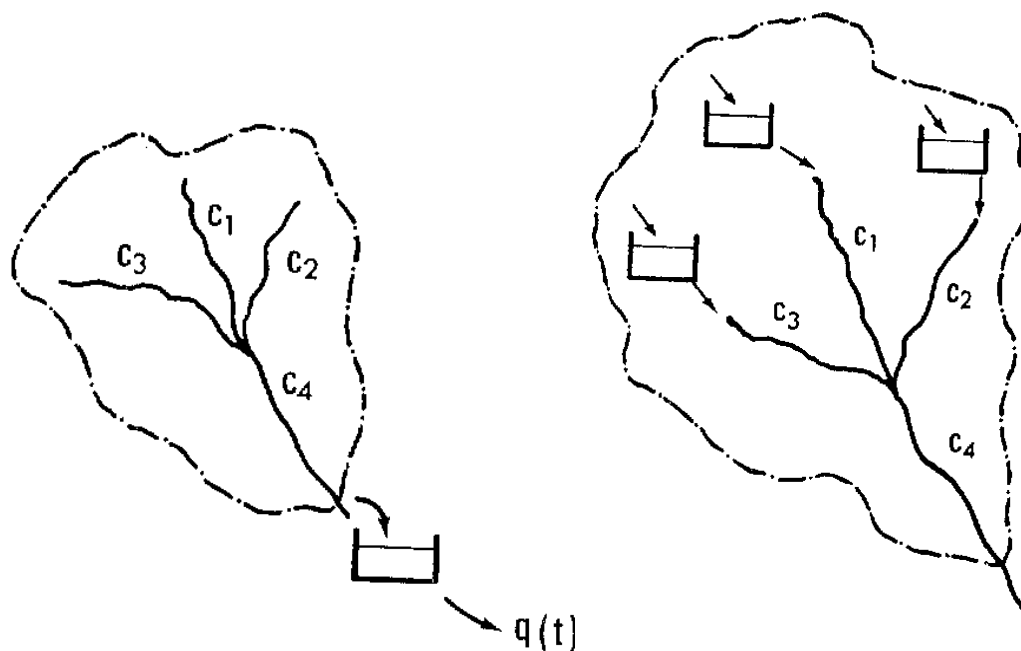


Alcuni esempi di IUH per il modello di Nash:



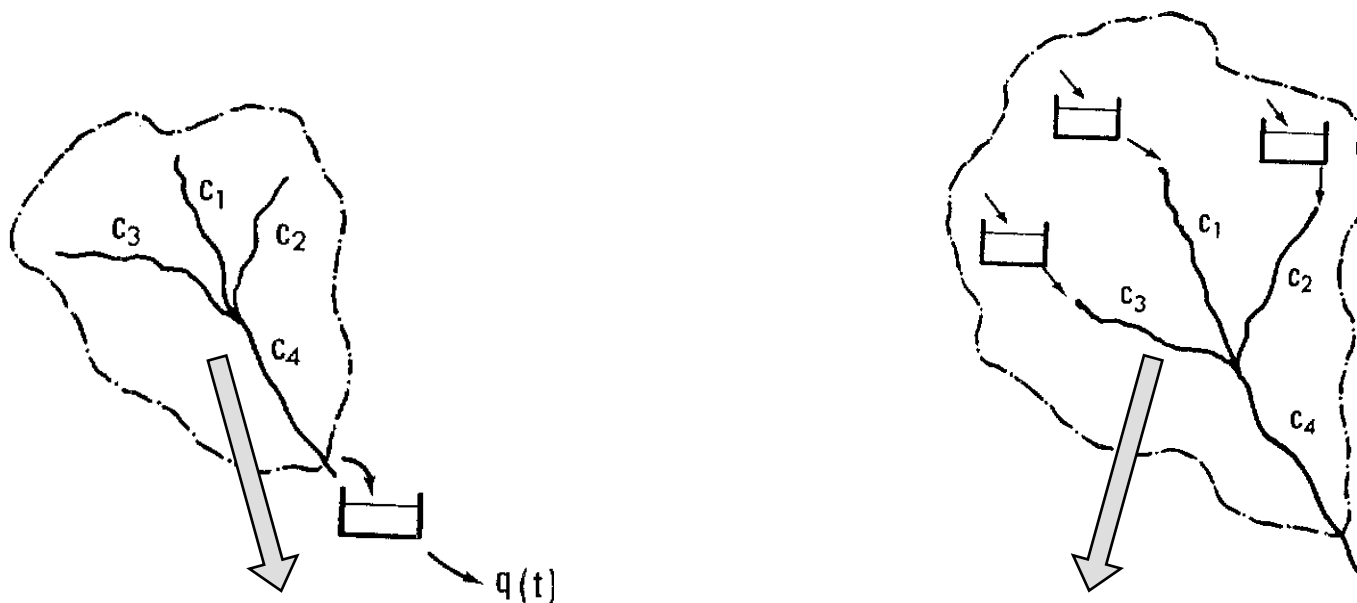
Modello di Clark

- Esso si può venire definito secondo due possibili schemi equivalenti:
 - Il primo è un singolo invaso lineare con costante d'invaso k a valle di una curva aree-tempi $A(t)$ (definita come nel modello di corrivazione)
 - Il secondo è una curva aree-tempi $A(t)$ (come nel modello di corrivazione) dove la portata in ingresso arriva attraversando dapprima una specie d'invaso lineare diffuso su tutto il bacino avente costante d'invaso k



Modello di Clark

- In generale si può dimostrare che due elementi lineari posti in serie danno un *IUH* complessivo che è la convoluzione dei loro due *IUH*;
- Nel modello di Clark le due espressioni equipollenti risultano essere:

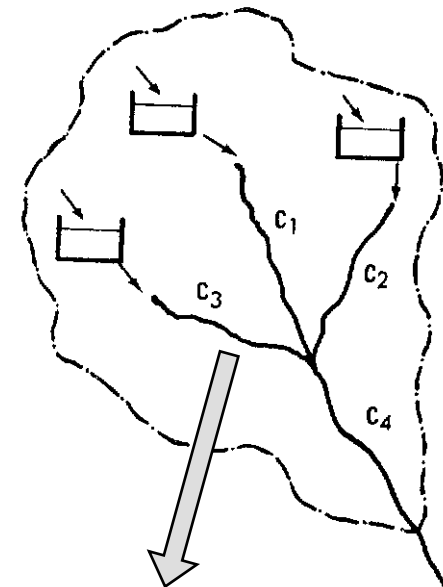
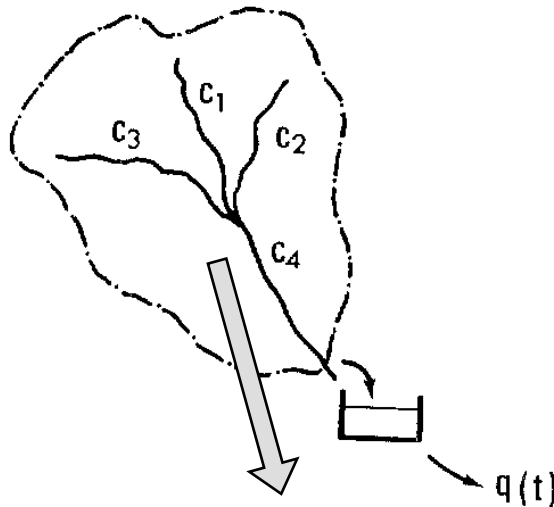


$$IUH(t) = \int_0^t \left[\frac{1}{k} \cdot e^{-\frac{t-\tau}{k}} \right] \cdot \left[\frac{dA(\tau)}{d\tau} \right] \cdot d\tau \Leftrightarrow IUH(t) = \int_0^t \left[\frac{1}{k} \cdot e^{-\frac{\tau}{k}} \right] \cdot \left[\frac{dA(t-\tau)}{d\tau} \right] \cdot d\tau$$

Modello di Clark

- Si può osservare che le due espressioni dell'IUH di Clark sono equivalenti attraverso un'opportuna trasformazione della variabile tempo:

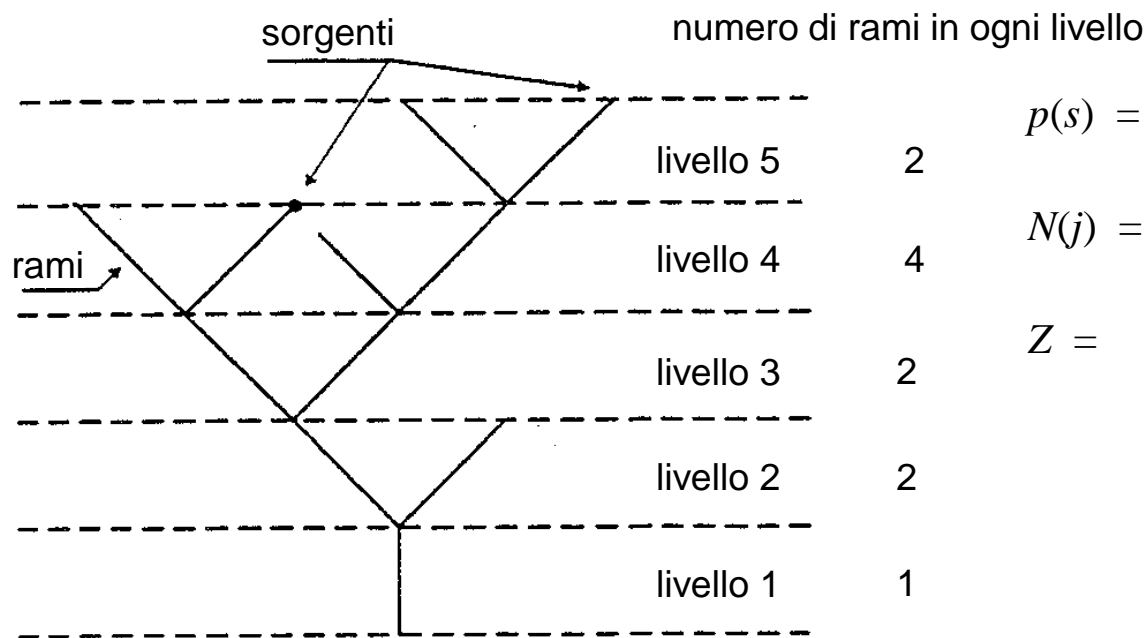
$$\tau^* = t - \tau \quad \text{essendo} \quad d\tau^* = -d\tau$$



$$IUH(t) = \int_0^t \left[\frac{1}{k} \cdot e^{-\frac{t-\tau}{k}} \right] \cdot \left[\frac{dA(\tau)}{d\tau} \right] \cdot d\tau \Leftrightarrow IUH(t) = \int_0^t \left[\frac{1}{k} \cdot e^{-\frac{\tau}{k}} \right] \cdot \left[\frac{dA(t-\tau)}{d\tau} \right] \cdot d\tau$$

Modello GIUH (IUH geomorfologico)

- In realtà non è un singolo modello ma una categoria di modelli, ciascuno dei quali cerca di rappresentare il bacino in base alle sue caratteristiche geomorfologiche e alla struttura della sua rete di drenaggio;
- La maggior parte di tali modelli hanno in comune un medesimo approccio semplificato alla descrizione della struttura di drenaggio, proposto da Shreve:



$p(s)$ = probabilità di occorrenza del percorso di lunghezza s ;

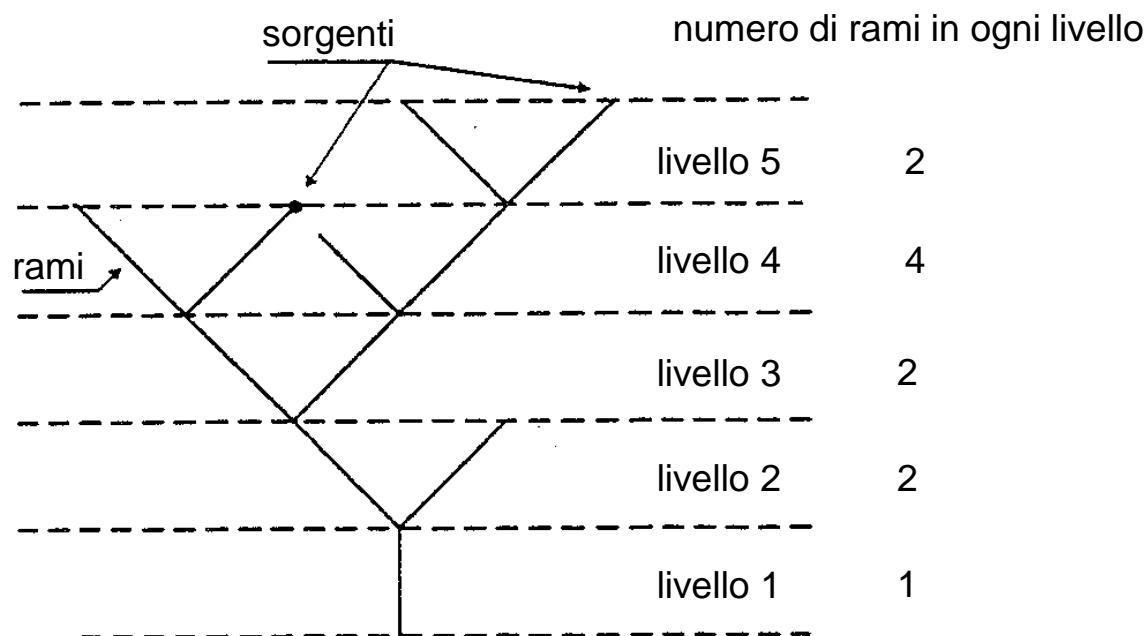
$N(j)$ = numero di rami presenti al j -esimo livello;

Z = numero totale di rami della rete;

$$p(s) = \frac{N(j)}{Z}$$

Modello GIUH (IUH geomorfologico)

- Schema di rete alla Shreve:



$\lambda =$ lunghezza massima della rete (“lunghezza topologica”);

$p(t; s_j) =$ probabilità che il percorso s_j venga attraversato in un tempo pari a t (di fatto è una probabilità condizionata di t rispetto a s_j);

MODELLO GIUH

Modello GIUH (IUH geomorfologico)

- Espressione generale di un *GIUH*:

$$GIUH(t) = \sum_{j=1}^{\lambda} \frac{N(j)}{Z} \cdot p(t; s_j)$$

- Nel caso particolare di serbatoi lineari a monte con canali lineari a valle si ha:

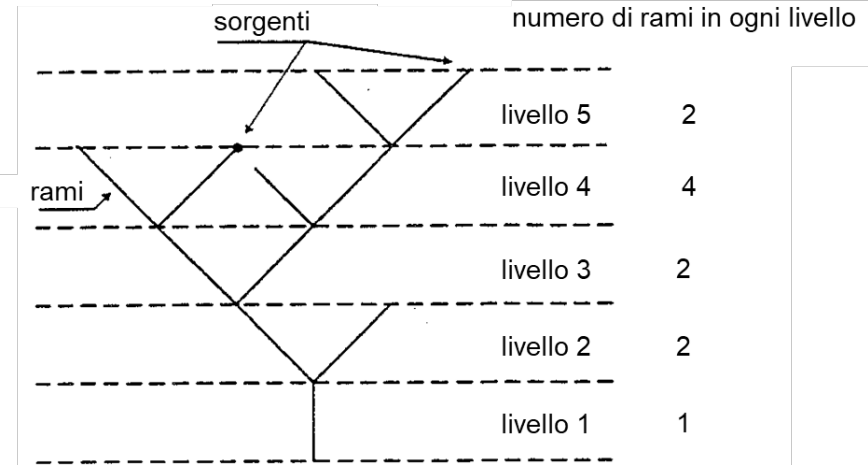
$$p(t; s_j) = e^{-\frac{t-j\cdot\tau}{k}} \quad \text{essendo:}$$

- k = la costante d'invaso nel singolo serbatoio lineare;
- τ = il tempo di percorrenza medio di un canale lineare, che può essere stimato come:

$$\tau = L / (C_v \cdot V_m)$$

assumendo:

- L = lunghezza di un singolo ramo,
- V_m = velocità media di moto uniforme,
- C_v = coefficiente correttivo empirico.





La **calibrazione** dei modelli A/D consiste nella stima dei valori da attribuire ai loro parametri

Dato un insieme di eventi osservati nel bacino, per i quali si dispone di misure contemporanee di pioggia e di portata, si stimano i parametri in modo da ottenere la migliore corrispondenza possibile tra gli idrogrammi simulati ed osservati

Generalmente è sufficiente che siano ben riprodotti in particolare la **portata al colmo** (q_p) e il **tempo di picco** (t_p)

I metodi più utilizzati sono il **metodo dei momenti** e dei **minimi quadrati**

Il **metodo dei momenti** consiste nell'imporre l'eguaglianza dei momenti dei due idrogrammi, ricavandone delle relazioni di stima per i parametri.

Per esempio, nel caso del modello di Nash risulta:

$$M_1^0 = \int_0^{\infty} \tau \cdot q(\tau) \cdot d\tau = n \cdot k$$

$$M_2 = \int_0^{\infty} (\tau - M_1^0)^2 \cdot q(\tau) \cdot d\tau = n \cdot k^2$$



Il **metodo dei minimi quadrati** consiste nel minimizzare lo scarto quadratico medio tra portate osservate e portate simulate:

$$\varepsilon^2 = \sum [q_{\text{oss}}(t) - q_{\text{sim}}(t)]^2$$

La ricerca del minimo è generalmente effettuata per tentativi o mediante algoritmi numerici

In mancanza di eventi osservati si ricorre a **formule empiriche** o a **valori di letteratura**



CONSIDERAZIONI

La **scelta del modello più adatto al bacino in esame** e al tipo di problema che si vuole affrontare è spesso difficile.

Tuttavia si possono fare alcune considerazioni di carattere generale:

1. Per i **bacini** di dimensioni **medio-grandi** e con **forti disomogeneità idrologiche** e di **uso del suolo** è preferibile usare **modelli di tipo distribuito**, purché si abbiano sufficienti informazioni per la loro taratura. Negli altri casi la scelta migliore è quella dei modelli globali, che sono caratterizzati da un minor numero di parametri.
2. L'**affidabilità** dei risultati di un modello dipende più dalla sua **taratura** che dalla sua struttura. Nel caso dei modelli lineari e stazionari, la corretta stima del **tempo di picco** e il corrispondente **valore massimo dell'IUH** è più importante della sua forma ai fini della riproduzione delle caratteristiche principali dell'idrogramma di piena.
3. I parametri di modelli concettuali, pur avendo un significato fisico apparente, devono essere considerati alla stregua di semplici parametri di taratura, da determinare sulla base di eventi misurati.
4. La **calibrazione dei modelli di trasferimento del deflusso superficiale** dovrebbe avvenire **congiuntamente a quella dei modelli di formazione di tale deflusso** (modelli di pioggia netta), in quanto l'effetto dei due fenomeni sulle piene risulta spesso difficile da scomporre.



EVENTO CRITICO

Se si considera un modello di trasformazione afflussi-deflussi lineare e stazionario e si assume nota la forma dello ietogramma, per esempio definita sulla base di uno ietogramma di progetto, la **portata al colmo** (Q_p) dipende, per un tempo di ritorno assegnato, solo dalla forma dello IUH e dalla durata della pioggia θ

Tra tutti gli eventi di pioggia che si possono considerare ha particolare rilevanza quello che provoca il massimo valore della portata al colmo, definito come **evento critico**. La portata al colmo ad esso associata è chiamata **portata critica** (Q_c) ed è definita dalla relazione:

$$Q_c = \max_{\theta} [Q_p(\theta)] = \max_{\theta} \left[\max_t \left[\int_0^t p(\tau) \cdot u(t - \tau) \cdot d\tau \right] \right]$$



Nel caso di pioggia di intensità costante le espressioni si semplificano:

$$q(t) = p \cdot \int_0^t u(t - \tau) \cdot d\tau = p \cdot \int_0^t u(\tau) \cdot d\tau = p \cdot \varepsilon(t) = A \cdot \varphi \cdot i(\theta) \cdot \lambda(t)$$

$$\text{con: } \lambda(\theta) = \int_0^\theta u(\tau) \cdot d\tau$$

La portata al colmo avviene in questo caso al tempo $t_p = \theta$ e vale:

$$Q_p = A \cdot \varphi \cdot i(\theta) \cdot \lambda(\theta)$$

Andando a ricercare l'evento critico, cioè la pioggia che determina il massimo valore della portata al colmo, si ottiene la cosiddetta

Formula Razionale:

$$Q_c = A \cdot \varphi \cdot i(\theta_c) \cdot \lambda(\theta_c)$$

$$\lambda(\theta_c) = \max_{\theta} \int_{t-\theta}^{\theta} u(\tau) \cdot d\tau = \int_{t-\theta_c}^{\theta_c} u(\tau) \cdot d\tau$$

θ_c : durata critica della pioggia



$$Q_c = C \cdot i(\theta_c, T) \cdot A = \varphi \cdot \lambda \cdot a(T) \cdot \theta_c^{n-1} \cdot A$$

Q_c : portata critica

$i(\theta_c, T)$: intensità di pioggia media dell'evento critico di durata θ_c e di tempo di ritorno T

C : coefficiente di runoff ($0 \leq C \leq 1$) = $\varphi \cdot \lambda$ (φ : coefficiente di afflusso)

λ : coefficiente di laminazione critica del bacino

A : superficie del bacino sotteso dalla sezione di calcolo

Formula molto utilizzata nel passato, calcola la **portata al colmo di assegnato tempo di ritorno nella sezione di chiusura del bacino**

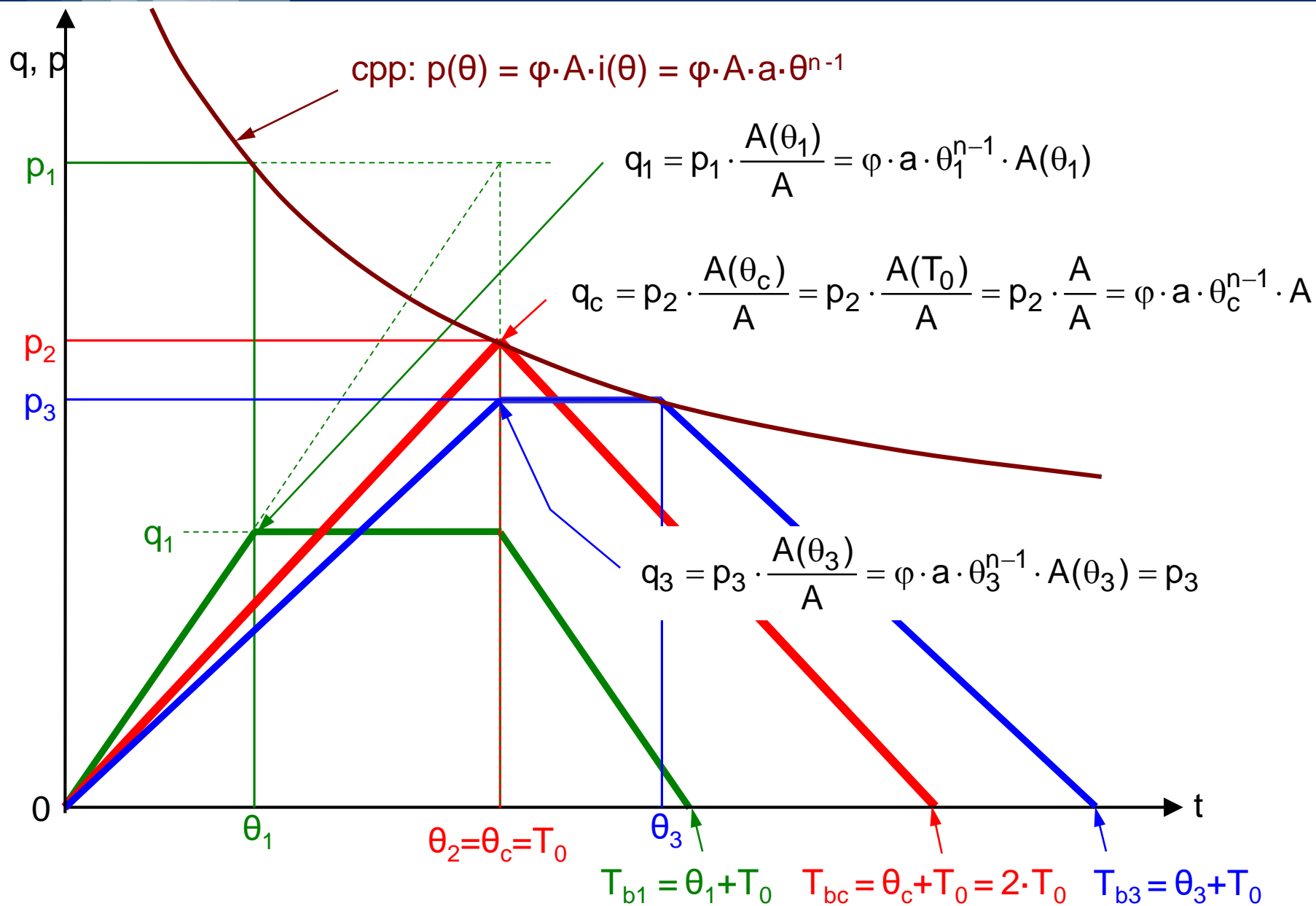
Valida per reti di **piccoli bacini** ($S < 100$ ha) **in normali condizioni di deflusso a pelo libero** (assenza di entrate in pressione, di condizioni di rigurgito, di fenomeni di invaso in vasche o in allagamenti interni)

È di **struttura molto semplice**, ma sottintende **concetti complessi**

È **molto sensibile alla scelta dei parametri**



EVENTO CRITICO CON IL MODELLO DELLA CORRIVAZIONE (CURVA AREE-TEMPI LINEARE)





Nel caso del **modello di corrivazione con curva aree-tempi lineare** si ha:

$$\lambda(\theta) = \int_0^{\theta} IUH(\tau) \cdot d\tau = \frac{\theta}{T_0} = \frac{A(\theta)}{A} \quad \text{per } \theta \leq T_0$$

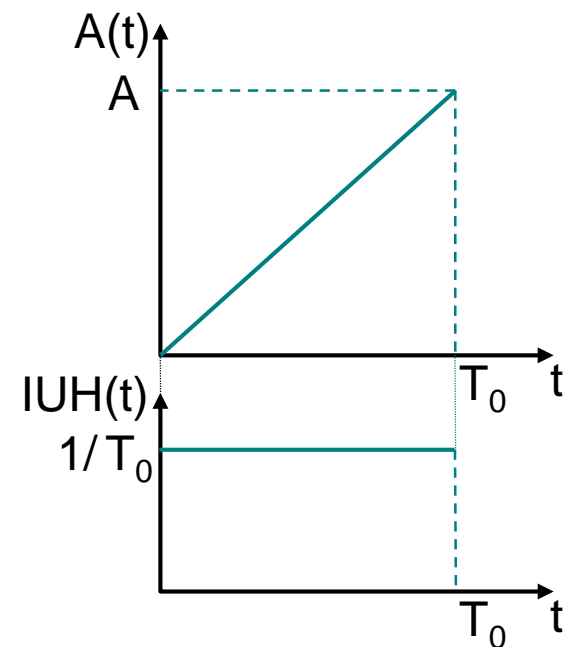
$$\lambda(\theta) = \int_0^{\theta} IUH(\tau) \cdot d\tau = 1 \quad \text{per } \theta \geq T_0$$

Sostituendo nell'espressione della portata al colmo:

$$q(\theta) = \varphi \cdot A \cdot a \cdot \theta^{n-1} \cdot \lambda(\theta) \quad \text{si ottiene:}$$

$$q(\theta) = \varphi \cdot A \cdot a \cdot \theta^{n-1} \cdot \frac{\theta}{T_0} = \frac{\varphi \cdot A \cdot a}{T_0} \cdot \theta^n \quad \text{per } \theta \leq T_0$$

$$q(\theta) = \varphi \cdot A \cdot a \cdot \theta^{n-1} \cdot 1 = \varphi \cdot A \cdot a \cdot \theta^{n-1} \quad \text{per } \theta \geq T_0$$

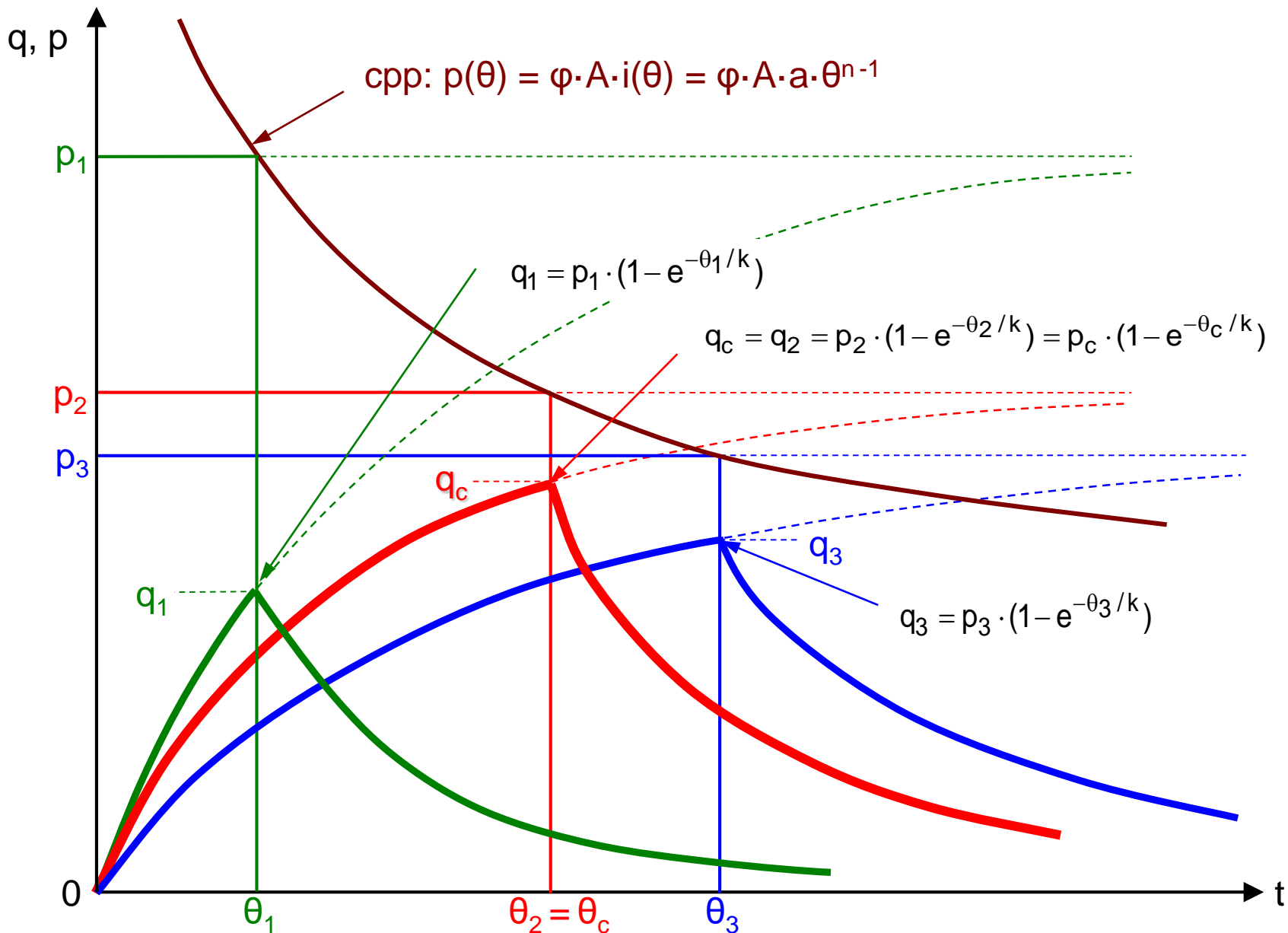


Essendo $0 < n < 1$ si può osservare che l'espressione della $q(\theta)$:

- E' sempre crescente con θ per $\theta \leq T_0$ $\Rightarrow \theta_c = T_0 \Rightarrow q_c = \varphi \cdot A \cdot a \cdot T_0^{n-1}$
- E' sempre decrescente con θ per $\theta \geq T_0$



EVENTO CRITICO CON IL MODELLO DELL'INVASO LINEARE



EVENTO CRITICO CON IL MODELLO DELL'INVASO LINEARE

Nel caso del **modello dell'invaso lineare** si ha:

$$\lambda(\theta) = \int_0^{\theta} IUH(\tau) \cdot d\tau = \int_0^{\theta} \frac{1}{k} \cdot e^{-\tau/k} \cdot d\tau = 1 - e^{-\theta/k}$$

Poiché la portata critica è:

$$q(\theta_c) = \varphi \cdot A \cdot a \cdot \theta_c^{n-1} \cdot \lambda(\theta_c)$$

definendo:

$$C(n) = \theta_c / k \quad \text{ovvero: } \theta_c = C(n) \cdot k$$

si ottiene:

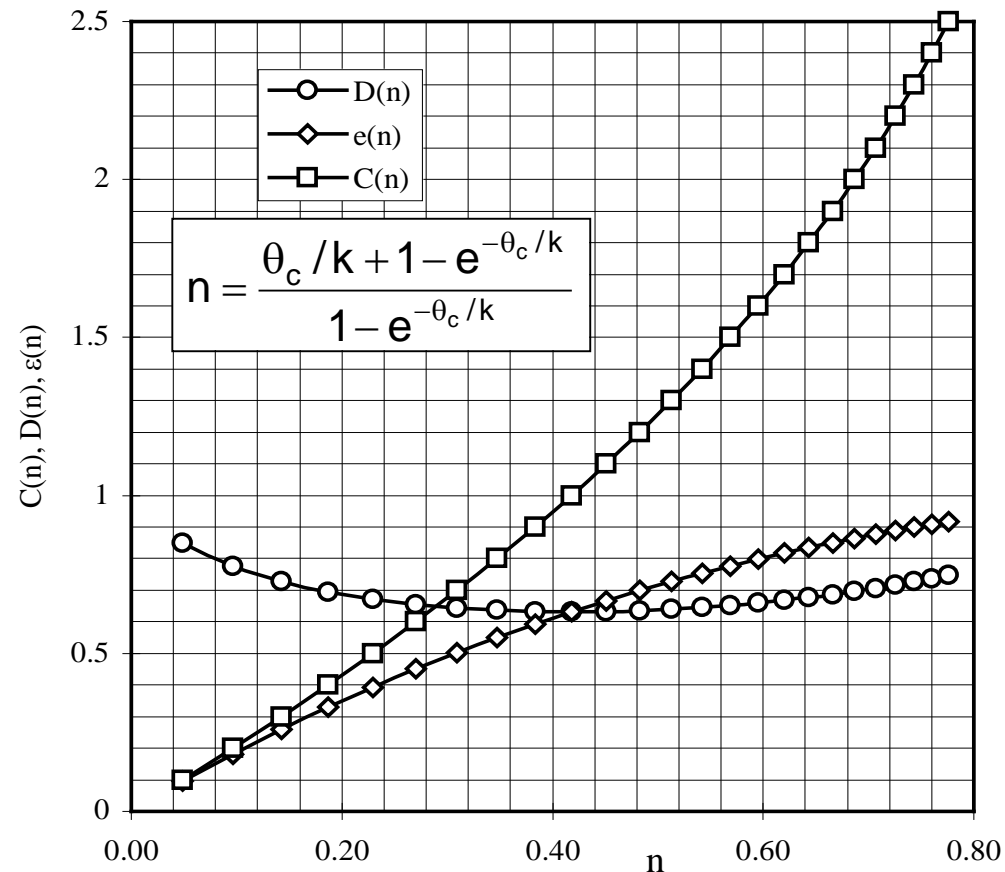
$$\lambda(\theta_c) = 1 - e^{-C(n)}$$

$$q(\theta_c) = \varphi \cdot A \cdot a \cdot C(n)^{n-1} \cdot k^{n-1} \cdot (1 - e^{-C(n)})$$

Posto:

$$D(n) = C(n)^{n-1} \cdot (1 - e^{-C(n)})$$

$$q(\theta_c) = D(n) \cdot \varphi \cdot A \cdot a \cdot k^{n-1}$$





$$Q_c = C \cdot i(\theta_c, T) \cdot A = \varphi \cdot \lambda \cdot a(T) \cdot \theta_c^{n-1} \cdot A$$

Modello cinematico: $Q_c = \varphi \cdot a(T) \cdot T_0^{n-1} \cdot A$

La durata critica (θ_c) è pari al tempo di corrivazione (T_0) (curva aree-tempi lineare)

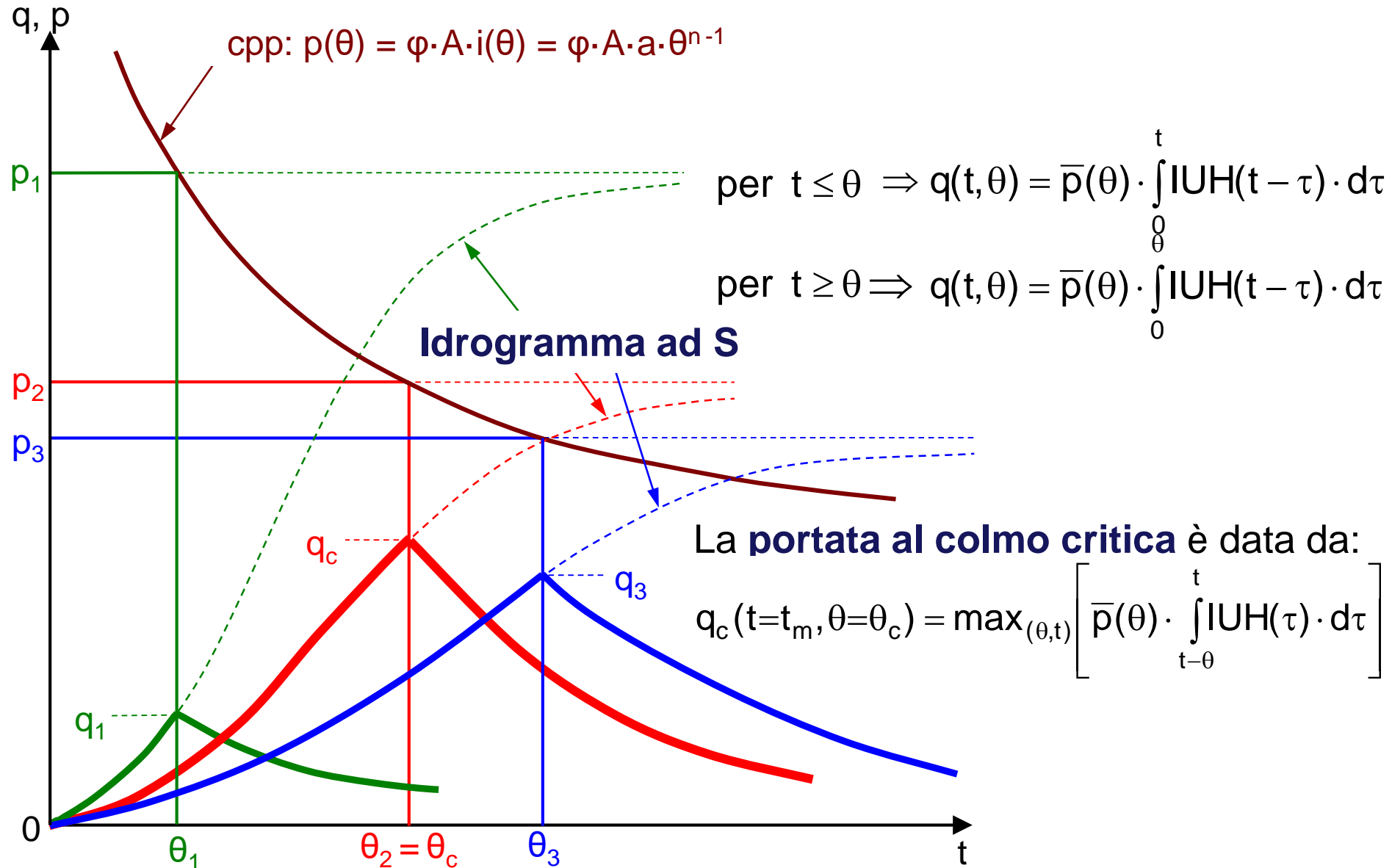
Il coefficiente di laminazione (λ) del bacino è pari a 1 (nessun effetto di laminazione)

Modello dell'invaso: $Q_c = \varphi \cdot (1 - e^{-C(n)}) \cdot a(T) \cdot [C(n) \cdot k]^{n-1} \cdot A = \varphi \cdot D(n) \cdot a(T) \cdot k^{n-1} \cdot A$

La durata critica (θ_c) è pari a $C(n) \cdot k$

Il coefficiente di laminazione (λ) del bacino è pari a: $(1 - e^{-C(n)})$

EVENTO CRITICO CON IUH GENERICO





PORTATA NERA MEDIA [l/s]

$$Q_{nm} = 0,8 \cdot \frac{\text{Pop} \cdot \text{Dot}}{86400}$$

- per diversi valori della dotazione acquedottistica
- In funzione della popolazione
- coefficiente d'afflusso in fogna $\varphi=0.8$

Popolazione [ab]	Dotazione acquedottistica [l/giorno/ab]			
	200	300	400	500
1000	1,85	2,78	3,70	4,62
5000	9,30	13,90	18,50	23,10
10000	18,50	27,80	37,00	46,20
20000	37,00	55,60	74,10	92,50

PORTATE PLUVIALI CRITICHE

- Portata critica specifica u [l/s/ha] in funzione dell'intensità di pioggia critica e del coefficiente di afflusso

$i(\theta_{cr})$ [mm/ora]	Coefficiente di afflusso (φ)				
	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
30	16,7	33,3	50,0	66,7	83,5
50	27,8	55,6	83,3	111,1	139,0
75	41,7	83,3	125,0	166,7	208,5
100	55,6	111,1	166,7	222,2	278,0

PORTATE PLUVIALI CRITICHE

PORTATA PLUVIALE CRITICA [l/s]

Formula razionale ($A < 100$ ha):

$$u = Q/A = 2,78 \cdot C \cdot i(\theta_{cr})$$

- Intensità critica di pioggia $i(\theta_{cr})$ [mm/ora] in funzione del tempo di corrivazione del bacino e del tempo di ritorno (piogge di Milano).

A [ha]	T_0 [min]	Tempo di ritorno (anni)					
		2	5	10	20	50	100
25	20	60	80	90	100	120	150
50	30	50	60	75	85	100	120
75	40	40	55	65	75	85	100
100	50	40	50	60	65	75	90



TEMPI DI RITORNO DI PROGETTO

Tempo di ritorno [anni]	Tipologia di manufatto
2÷5	Condotti fognari in aree acclivi (allagamenti e danni ridotti o nulli per insufficienza)
5÷10	Condotti fognari (allagamenti e danni di media entità per insufficienza)
10÷20	Condotti o canali in aree piane di naturale confluenza delle acque piovane (allagamenti e danni gravi per insufficienza)
10÷20	Vasche volano di media importanza (allagamenti e danni non gravi per insufficienza)
20÷100	Condotti o canali che costituiscono la rete idrografica naturale
20÷100	Vasche volano di media importanza (allagamenti e danni gravi per insufficienza)



FORMULA RAZIONALE o “ANTICA”

- È ancora molto attuale e utilizzata per dimensionamenti di massima;
- Di struttura relativamente semplice, è però frutto di concetti complessi;
- È molto sensibile alla scelta dei suoi parametri;
- Calcola la **portata al colmo critica**:

$$Q_c = C \cdot i(T, \theta_c) \cdot A$$

A : superficie del bacino sotteso dalla sezione di interesse,

C : coefficiente di runoff ($0 \leq C \leq 1$) = $\varphi \cdot \lambda$ (φ è il coefficiente di afflusso),

λ : coefficiente di laminazione critica del bacino,

$i(T, \theta_c)$: intensità di pioggia media dell'evento critico,

T : tempo di ritorno,

θ_c : durata dell'evento critico.



METODO DELLA CORRIVAZIONE

$$Q_c = A \cdot \varphi \cdot a \cdot T_0^{n-1}$$

A : superficie del bacino sotteso dalla sezione di interesse,

φ : coefficiente di afflusso,

a, n : parametri della curva di possibilità pluviometrica,

T_0 : tempo di corrivazione;

METODO DELL'INVASO

$$Q_c = A \cdot \varphi \cdot a \cdot D(n) \cdot k^{n-1}$$

A : superficie del bacino sotteso dalla sezione di interesse,

φ : coefficiente di afflusso,

a, n : parametri della curva di possibilità pluviometrica,

k : costante di invaso.

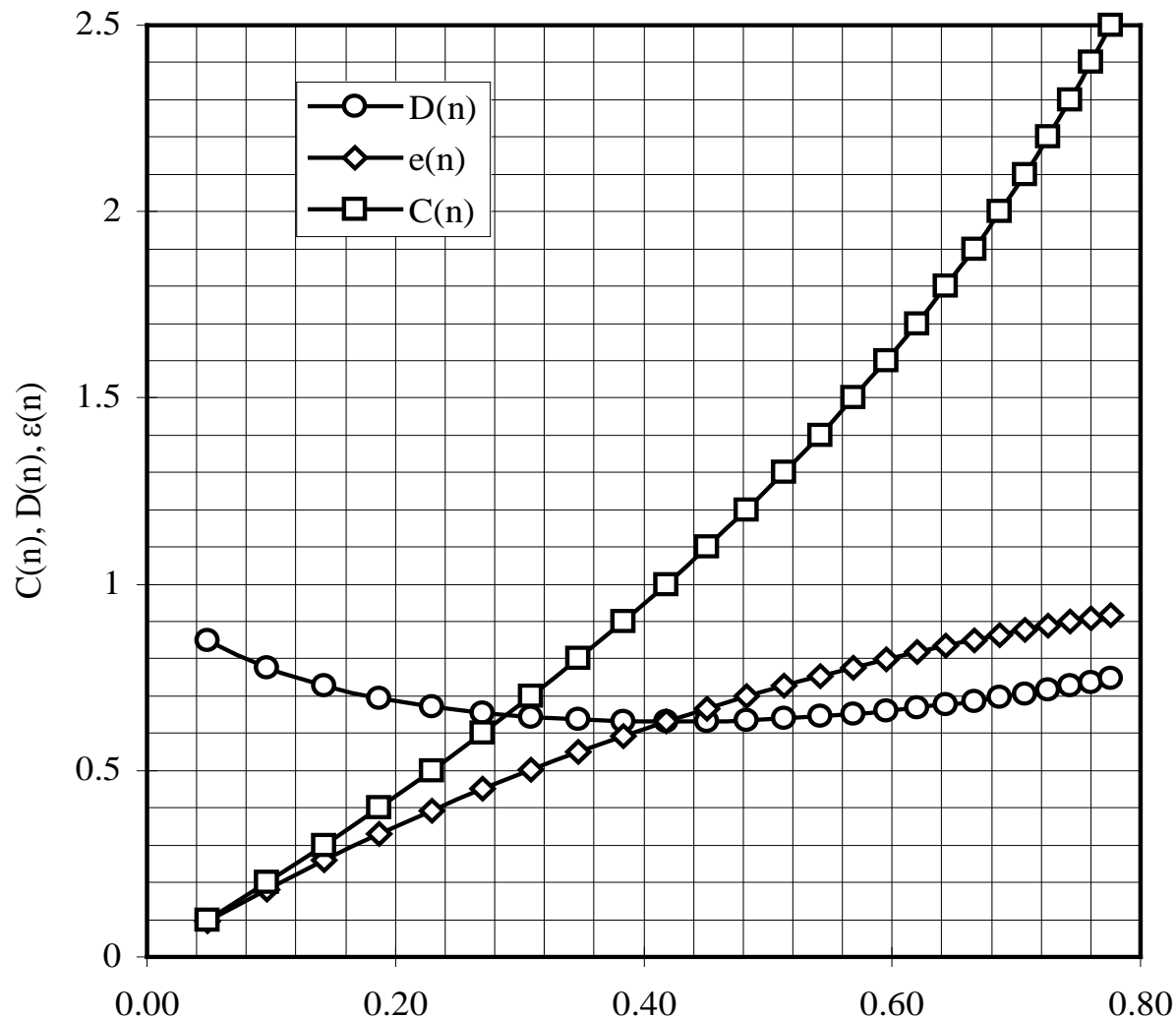


METODO DELL'INVASO

$$D(n) = C(n)^{n-1} \cdot (1 - e^{-C(n)})$$

$$C(n) = \theta_c / k$$

$$n = \frac{\theta_c / k + 1 - e^{-\theta_c / k}}{1 - e^{-\theta_c / k}}$$



RETI FOGNARIE: PROGETTO E VERIFICA

Scale di portate e velocità adimensionalizzate rispetto ai valori a pieno riempimento per condotte circolari.

h/D	P/D	A/D ²	R/D	V/V _r	Q/Q _r	h/D	P/D	A/D ²	R/D	V/V _r	Q/Q _r
0.05	0.45	0.015	0.033	0.257	0.005	0.55	1.67	0.443	0.265	1.039	0.586
0.10	0.64	0.041	0.064	0.401	0.021	0.60	1.77	0.492	0.278	1.072	0.672
0.15	0.80	0.074	0.093	0.517	0.049	0.65	1.88	0.540	0.288	1.099	0.756
0.20	0.93	0.112	0.121	0.615	0.088	0.70	1.98	0.587	0.296	1.120	0.837
0.25	1.05	0.153	0.147	0.701	0.137	0.75	2.09	0.632	0.302	1.133	0.912
0.30	1.16	0.198	0.171	0.776	0.196	0.80	2.21	0.674	0.304	1.140	0.977
0.35	1.27	0.245	0.193	0.843	0.263	0.85	2.35	0.711	0.303	1.137	1.030
0.40	1.37	0.293	0.214	0.902	0.337	0.90	2.50	0.744	0.298	1.124	1.066
0.45	1.47	0.343	0.233	0.954	0.416	0.95	2.69	0.771	0.286	1.095	1.074
0.50	1.57	0.393	0.250	1.000	0.500	1.00	3.14	0.785	0.250	1.000	1.000

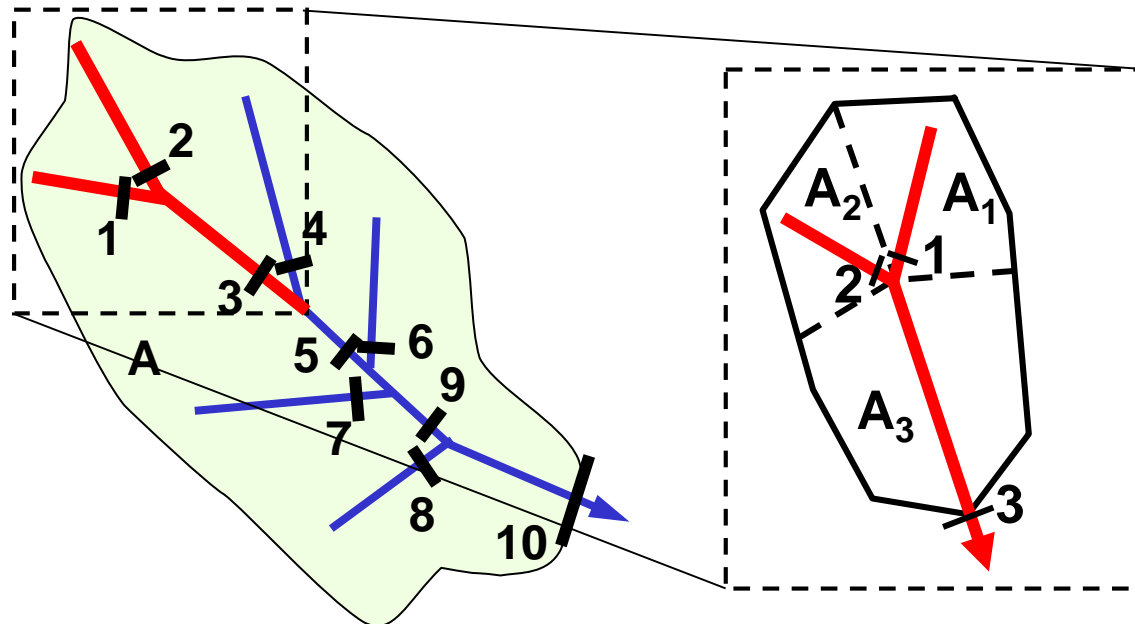
$$Q_c/Q_r \rightarrow h/D \rightarrow V/V_r$$

VERIFICHE DEL PREDIMENSIONAMENTO: $0.65 < h/D < 0.75$ [-]
 $0.50 < V < 4$ [m/s]



RETI FOGNARIE: MODELLO DI CORRIVAZIONE

ESEMPIO DI DIMENSIONAMENTO



DATI NOTI:

- A_i : area del sottobacino del ramo i-esimo,
- φ_i : coefficiente di afflusso del sottobacino del ramo i-esimo,
- a, n : coefficienti della CPP,
- L_i : lunghezza del ramo i-esimo,
- i_i : pendenza del ramo i-esimo,
- $k_{s,i}$: scabrezza del ramo i-esimo.

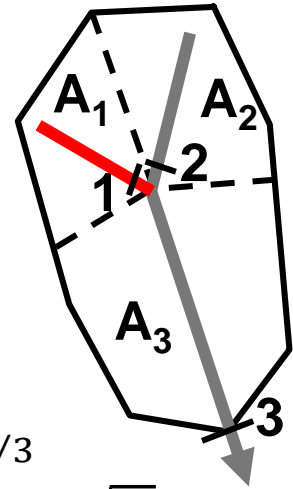
RETI FOGNARIE: MODELLO DI CORRIVAZIONE

Il calcolo procede sempre **da monte a valle**.

CONDOTTI DI TESTATA (ramo 1 e 2):

Predimensionamento diametro D_1 del condotto 1

- Velocità di pieno riempimento del condotto 1 : $V_{r,1} = k_{s,1} \cdot \left(\frac{D_1}{4}\right)^{2/3} \cdot \sqrt{i_1}$
- Portata di pieno riempimento del condotto 1 : $Q_{r,1} = \frac{\pi D_1^2}{4} \cdot k_{s,1} \cdot \left(\frac{D_1}{4}\right)^{2/3} \cdot \sqrt{i_1}$
- Tempo di corrivazione alla sezione 1: $T_{0,1} = T_e + \frac{1}{1.5} \cdot \frac{L_1}{V_{r,1}}$
- Portata critica del condotto 1 : $Q_{c,1} = A_1 \cdot \varphi_1 \cdot a \cdot T_{0,1}^{n-1}$
- Verifica del predimensionamento D_1 : $0.65 < h/D < 0.75$ [-] ; $0.5 < V < 4$ [m/s]



RETI FOGNARIE: MODELLO DI CORRIVAZIONE

CONDOTTO A VALLE DI CONFLUENZA (ramo 3):

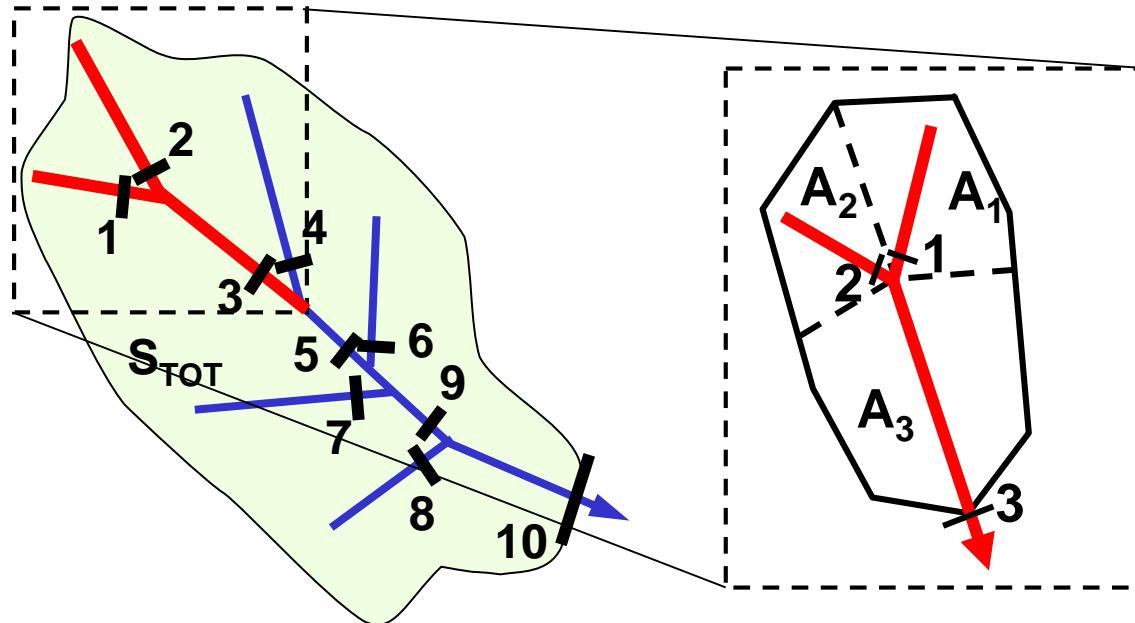
Predimensionamento diametro D_3 del condotto 3

- Velocità di pieno riempimento del condotto 3: $V_{r,3} = k_{s,3} \cdot \left(\frac{D_3}{4}\right)^{2/3} \cdot \sqrt{i_3}$
- Portata di pieno riempimento del condotto 3: $Q_{r,3} = \frac{\pi D_3^2}{4} \cdot k_{s,3} \cdot \left(\frac{D_3}{4}\right)^{2/3} \cdot \sqrt{i_3}$
- Superficie totale sottesa dalla sezione 3: $A_{TOT} = \sum_{i=1}^3 A_i$
- Coefficiente di afflusso medio : $\varphi_{TOT} = \frac{\sum_{i=1}^3 (A_i \cdot \varphi_i)}{\sum_{i=1}^3 A_i}$
- Tempo di corrivazione alla sezione 3 : $T_{0,3} = T_e + \frac{1}{1.5} \cdot \left(\frac{L_3}{V_{r,3}} + \max\{T_{r,1}, T_{r,2}\} \right)$
- Portata critica del condotto 3 : $Q_{c,3} = A_{TOT} \cdot \varphi_{TOT} \cdot a \cdot T_{0,3}^{n-1}$
- Verifica del predimensionamento D_3 : $0.65 < h/D < 0.75$ [-] ; $0.5 < V < 4$ [m/s]



RETI FOGNARIE: MODELLO DELL'INVASO

ESEMPIO DI DIMENSIONAMENTO



DATI NOTI:

- A_i : area del sottobacino del ramo i-esimo
- φ_i : coefficiente di afflusso del sottobacino del ramo i-esimo
- a, n : coefficienti della CPP
- L_i : lunghezza del ramo i-esimo
- i_i : pendenza del ramo i-esimo
- $k_{s,i}$: scabrezza del ramo i-esimo

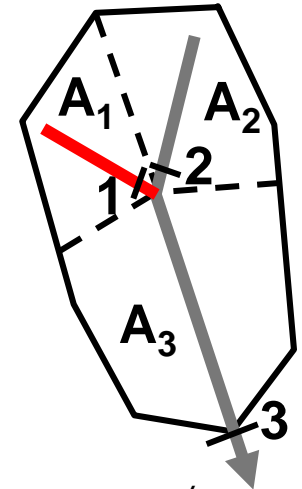
RETI FOGNARIE: MODELLO DELL'INVASO

Il calcolo procede sempre **da monte a valle**.

CONDOTTO DI TESTATA (ramo 1 e 2):

Predimensionamento diametro D_1 del condotto 1

- Volume di pieno riempimento del condotto 1: $W_{r,1} = \frac{\pi D_1^2}{4} \cdot L_1$
- Portata di pieno riempimento del condotto 1 : $Q_{r,1} = \frac{\pi D_1^2}{4} \cdot k_{s,1} \cdot \left(\frac{D_1}{4}\right)^{2/3} \cdot \sqrt{i_1}$
- Volume dei piccoli invasi a monte della sezione 1: $W_{0,1} = w_0 \cdot A_1 \cdot IMP_1$
- Costante d'invaso lineare per 1: $k_1 = (0.8 \cdot W_{r,1} + w_0 \cdot A_1 \cdot IMP_1) / Q_{r,1}$
- Portata critica del condotto 1 : $Q_{c,1} = A_1 \cdot \varphi \cdot a \cdot D(n) \cdot k_1^{n-1}$
- Verifica del predimensionamento D_1 : $0.65 < h/D < 0.75$ [-] ; $0.5 < V < 4$ [m/s]

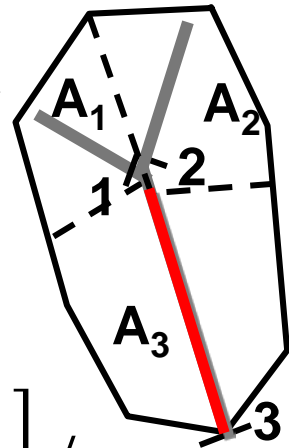


RETI FOGNARIE: MODELLO DELL'INVASO

CONDOTTO A VALLE DI CONFLUENZA (ramo 3):

Predimensionamento diametro D_3 del condotto 3

- Portata di pieno riempimento del condotto 3 : $Q_{r,3} = \frac{\pi D_3^2}{4} \cdot k_{s,3} \cdot \left(\frac{D_3}{4}\right)^{2/3} \cdot \sqrt{i_3}$
- Volume di pieno riempimento della rete a monte: $W_{r,TOT} = \sum_{i=1}^3 W_{r,i}$
- Superficie totale sottesa dalla sezione 3: $A_{TOT} = \sum_{i=1}^3 A_i$
- Coefficiente di afflusso medio : $\varphi_{TOT} = \frac{\sum_{i=1}^3 (A_i \cdot \varphi_i)}{\sum_{i=1}^3 A_i}$
- Costante d'invaso per 3: $k_{TOT} = \left[0.8 \cdot W_{r,TOT} + w_0 \cdot \sum_{i=1}^3 (A_i \cdot IMP_i) \right] / Q_{r,3}$
- Portata critica del condotto 3 : $Q_{c,3} = A_{TOT} \cdot \varphi_{TOT} \cdot a \cdot D(n) \cdot k_{TOT}^{n-1}$
- Verifica del predimensionamento D_3 : $0.65 < h/D < 0.75$ [-] ; $0.5 < V < 4$ [m/s]





Per reti via via più complesse, diviene progressivamente necessario l'ausilio di software in grado di eseguire rapidamente i calcoli idrologici e idraulici anche:

- relativamente a bacini fortemente disomogenei e/o per piogge non costanti;
- su reti con molti lati e nodi;
- In presenza di singolarità:
 - pompe,
 - scaricatori,
 - vasche,
 - ecc.
- per diverse condizioni di funzionamento attuali e di scenario;
- fornendo una potente interfaccia utente per i dati di input e i risultati;
- sistematicizzando la raccolta, l'analisi e l'archiviazione dei dati conoscitivi e dei risultati dei calcoli.

Esistono diversi tipi di software di questo tipo:

- URBISPro del Centro Studi Idraulica Urbana;
- SWMM della US-EPA (gratuito ma con interfaccia utente non molto potente);
- ...
- ...



MODELLI DI CALCOLO ASSISTITO DA COMPUTER

URBISPro
del
Centro Studi
Idraulica Urbana
(CSDU)

URBISPro © for WINDOWS

File Unità di misura ?

URBIS File Manager Pioggia Formazione idrogrammi **Operazioni idrogrammi** Grafici **Scale idrauliche**

Funzione Scala delle Portate

Operazioni sugli idrogrammi

Somma idrogrammi Scaricatore Laminazione

Funzione Somma idrogrammi

Funzione Scaricatore Funzione Laminazione

Forma del condotto

Circolare

Rettangolare

Modelli di propagazione

Traslazione di Muskingum

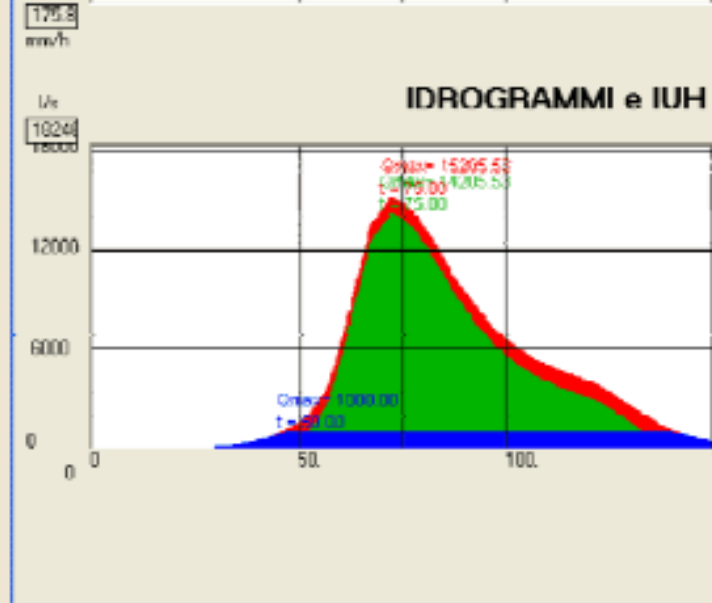
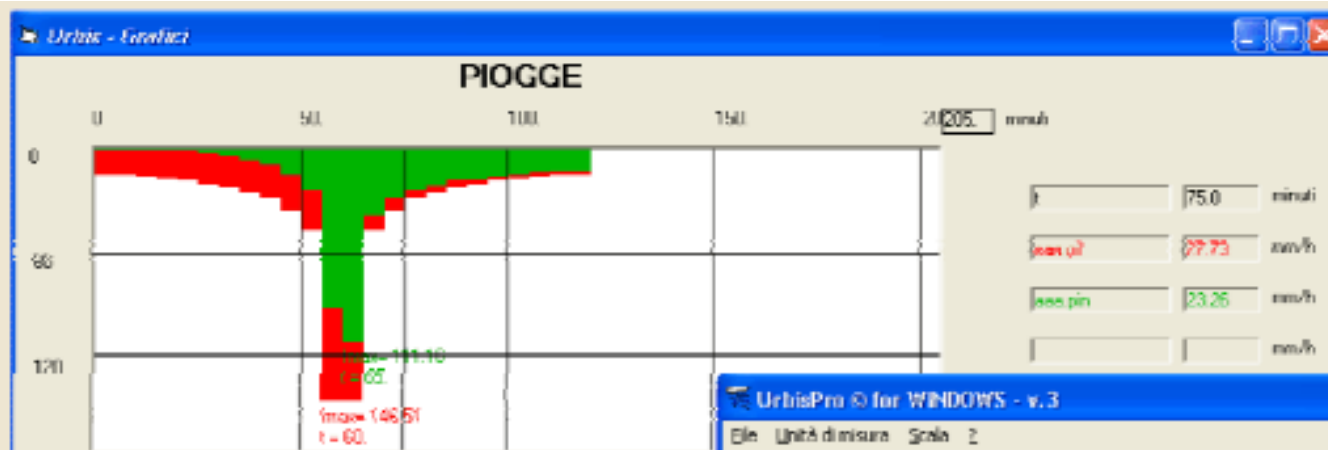
Traslazione rigida

Propagazione

IDROGRAMMA CALCOLATO

Qmax (l/s) 0.00

MODELLI DI CALCOLO ASSISTITO DA COMPUTER



UrbisPro for WINDOWS - v.3

File Unità di misura Scala 2

URBIS File Manager Pioggia Formazione idrogrammi Operazioni idrogrammi Grafici

IDROGRAMMA CALCOLATO

Operazioni sugli idrogrammi

Somma idrogrammi Scaricatore Laminazione

Forma del condotto

Circolare
 Rettangolare

Modelli di propagazione

Traslazione di Muskingum
 Traslazione rigida

Propagazione

Dt = 5 min
idrogramma
t (min) l/s
5 0.00
10 0.00
15 0.00
20 0.00
25 0.06
30 12.60
35 87.67
40 277.73
45 612.22
50 1122.50
55 1090.33
60 3600.31

portata valle sfioro (l/s) portata sfiorata (l/s)

Portata di soglia 1000 l/s

Portata soglia non costante

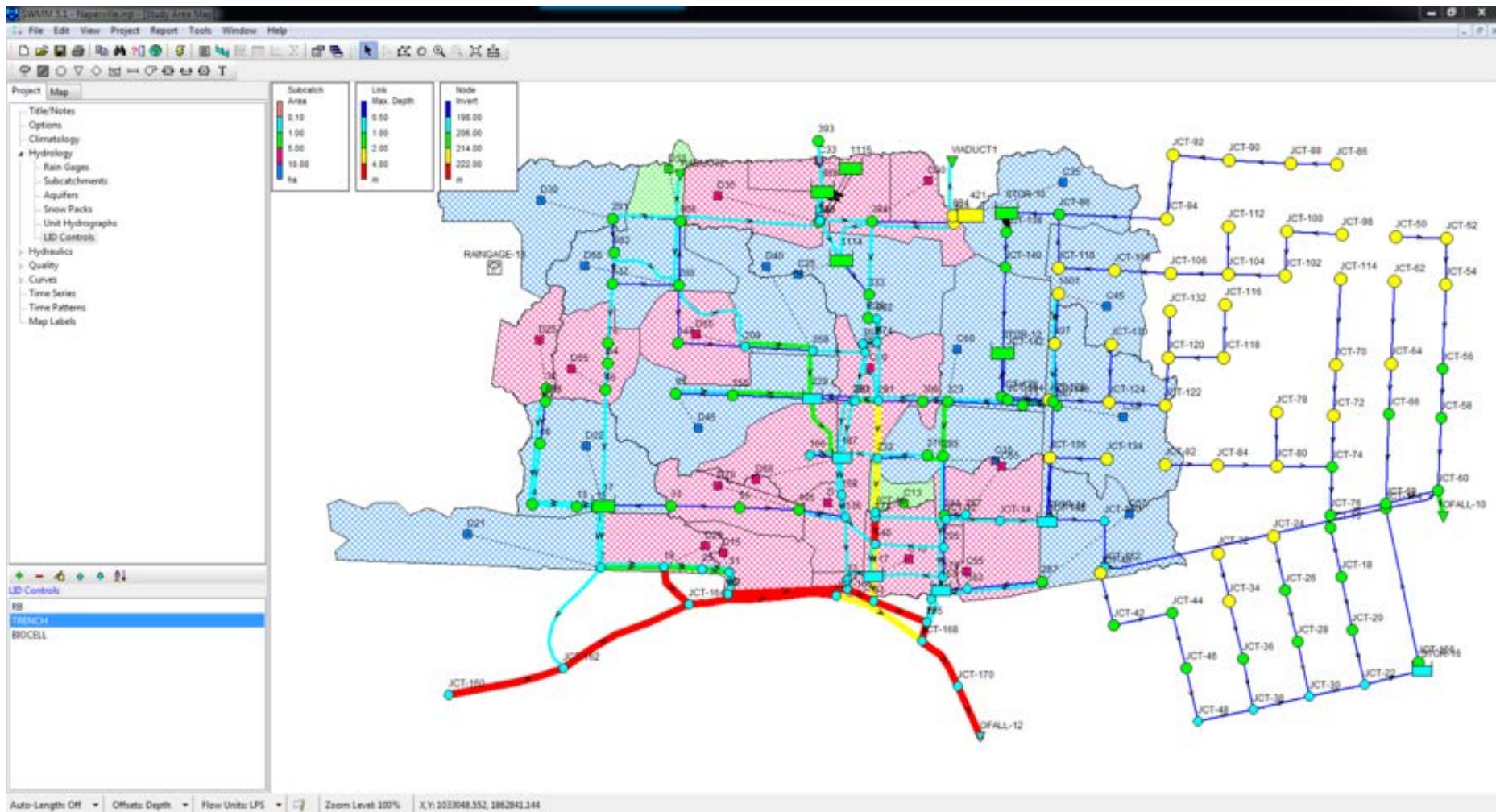
Calcola Salva idrogrammi Esci

URBISPro
del
Centro Studi
Idraulica Urbana
(CSDU)



MODELLI DI CALCOLO ASSISTITO DA COMPUTER

SWMM della US-EPA





Becciu G., Paoletti A. (2010) «Fondamenti di Costruzioni Idrauliche», UTET, Torino.

Artina S., Calenda G., Calomino F., Cao C., La Loggia G., Ciaponi C., Modica C., Paoletti A., Papiri S., Rasulo G., Veltri P. (a cura di) (1997) «Sistemi di Fognatura - Manuale di Progettazione», CSDU - Hoepli, Milano.

Ciaponi C., Papiri S., Sanfilippo U., Todeschini S. (a cura di) (2014) «Acque di Prima Pioggia nei Sistemi di Fognatura - Manuale di Progettazione», CSDU - Hoepli, Milano.

Regione Lombardia (2019) «Testo coordinato del regolamento regionale 23 novembre 2017, n. 7», Bollettino Ufficiale, Serie Ordinaria, 19 dicembre 2019.



GRAZIE PER L'ATTENZIONE

umberto.sanfilippo@polimi.it