

CIRCA L'APPLICAZIONE DEI METODI PROBABILISTICI ALLA PROGETTAZIONE DI ACQUEDOTTI URBANI

LA PREVISIONE DELLA PORTATA MEDIA ANNUA
CON UN MODELLO STOCASTICO LINEARE DEL PRIMO ORDINE

Ignazio Mantica *

SOMMARIO — L'Autore dopo un'analisi critica del metodo attualmente utilizzato per la previsione della portata media annua cui dotare un acquedotto urbano indica come quest'ultima può essere più convenientemente calcolata tramite un modello stocastico del primo ordine della serie storica delle stesse portate medie annue. Tale procedimento facilita l'applicazione dei metodi probabilistici. E' riportato un esempio numerico.

1. PREMESSE ED INTRODUZIONE

In un precedente lavoro si è esposto (MANTICA, 1977) circa la possibilità di applicazione alle Costruzioni Idrauliche di trasporto del metodo probabilistico noto come analisi del primo ordine, indicando quali siano i vantaggi nei confronti delle tradizionali metodologie di progettazione e verifica.

In particolare si faceva notare come, con i metodi probabilistici si può tener conto delle notevoli incertezze che gravano sulle scelte di progettazione, cosa altrimenti non possibile.

Ci si vuole ora soffermare sugli acquedotti urbani, per i quali il peso delle incertezze è di certo considerevole.

2. ANALISI DEL PROBLEMA

Nel lavoro sopra citato è già, di massima, indicata una via di applicazione del metodo probabilistico dell'analisi del primo ordine. Come è noto:

$$Q_s = \frac{\alpha N q}{86.400} \quad (1)$$

Indica la portata media richiesta nel giorno di massimo consumo da parte di un centro abitato da N individui, questa portata, notoriamente, coincide con la portata massima per la quale

(*) Prof. Ignazio Mantica - Assistente ordinario di Idraulica e professore incaricato di Idrogeologia nel Dipartimento di Scienze della Terra della Facoltà di Ingegneria, Università di Ancona.

Tabella I - Dotazioni idriche pro-capite/giorno secondo vari autori

| N. abitanti | Autore | ARREDI | P. R. A. | MARZOLO | RUGGIERO | MISTRANGELO | COLOMBO 80° ediz. |
|-----------------------|--------|-----------|-----------|-----------|-----------|-------------|----------------------|
| Case sparse | | — | 90 ÷ 100 | 60 ÷ 70 | 40 | — | 50 ÷ 70 |
| < 5.000 | | | 120 ÷ 150 | 80 ÷ 100 | | — | |
| 5.000 ÷ 10.000 | | 150 ÷ 200 | 150 ÷ 190 | | 70 ÷ 100 | | 70 ÷ 100 |
| 10.000 ÷ 50.000 | | | 200 ÷ 250 | 100 ÷ 150 | | 100 ÷ 150 | |
| 50.000 ÷ 100.000 | | | 250 ÷ 350 | | 100 ÷ 200 | | 100 ÷ 200 |
| 100.000 ÷ 250.000 | | 250 ÷ 300 | | | | 150 ÷ 300 | |
| > 250.000 | | 300 450 | 350 ÷ 480 | 200 ÷ 250 | 200 ÷ 300 | | 200 ÷ 300 |
| Grandi città | | 400 550 | 500 ÷ 750 | | | 200 ÷ 300 | |
| Anno di pubblicazione | | 1970 | 1965 | 1963 | 1965 | 1952 | 1965 |

deve essere dimensionato l'acquedotto adduttore, nell'ipotesi che le *punte* siano servite da un apposito serbatoio di compenso interposto tra adduzione e distribuzione o di estremità.

$$Q_R = \frac{\pi}{4} \sqrt{2g} D^{2.5} \lambda^{-1/2} l^{1/2}$$

a sua volta indica la portata trasportabile da una tubazione di diametro D .

Partendo da queste espressioni sono state elaborate, col calcolo letterale, le espressioni di Q_S , Q_R , σ_S , σ_R , da introdurre nella:

$$P_{\text{fail}} = \text{CDF} \left(\frac{-\bar{Q}_R + \bar{Q}_S}{\sigma_R^2 + \sigma_S^2 - 2 \text{COV}(R, S)} \right) \quad (3)$$

(dove CDF è la funzione cumulativa di probabilità normale⁽¹⁾, σ indica lo scarto quadratico medio e $\text{COV}(R, S)$ la covarianza, i soprassegni indicano il valore medio) che permette di calcolare la probabilità di crisi (failure) di una certa opera, crisi che ovviamente si verifica

quando, almeno una volta, durante la vita della struttura si abbia:

$$Q_R < Q_S \quad (4)$$

È opportuno tener presente che la (3) e la (4) sono solo una forma di verifica relativa al dimensionamento della tubazione adduttrice mentre, in questa nota, si affronta più in generale il problema del valore da assegnare a Q_S .

Scopo del presente lavoro è quello di indicare una diversa possibilità di calcolare Q_S che è certamente il parametro che contiene il maggior numero di incertezze. Nella (1), infatti, compaiono al secondo membro tre simboli, che, come è noto, rispettivamente indicano:

- α il coefficiente moltiplicativo che permette di valutare la portata media del giorno di massimo consumo, cioè la massima portata giornaliera, nota che sia la portata media annua Q_a ;
- N la popolazione che dovrà essere servita dall'acquedotto;
- q la dotazione idrica pro-capite/giorno.

Il coefficiente α dipende da condizioni socio-economiche e da N ed è difficile stabilire un legame tra il suo valore e le cause che lo determinano; tuttavia α può essere valutato per via statistica per quei centri urbani ove esistono gli strumenti e ne siano state fatte le necessarie osservazioni.

(1) Pur riconoscendo che non necessariamente Q_R e Q_S siano distribuite con legge probabilistica normale, sotto opportune ipotesi è possibile (TANG e YEN, 1972) adottare per la (3) una distribuzione di tipo gaussiano.

In questi casi è possibile calcolare, una volta verificata l'attendibilità dei dati, la media e la varianza: questi valori potranno essere utilizzati per una progettazione con i metodi statistici. Resta però comunque la riserva circa la possibilità di estendere tali valori ad altri centri, e, per lo stesso centro, a proiettarli nel futuro.

Il prodotto Nq rappresenta la portata media annua Q_a che quindi usualmente non è calcolata da osservazioni dirette. Tale metodo presenta la possibilità di introdurre dati di osservazioni dirette. Di norma N è il valore della vita della popolazione, fra n anni, del centro urbano, dove n è la vita prevista per l'acquedotto. Come ogni previsione N sarà gravata da incertezze, per rendersene conto basti pensare a quanto siano numerosi i metodi od i modelli proposti per le previsioni di popolazione (BETHOUX P. M. e THIELLE K., BORGOIS G. e FRAUD T., FEDERICI N., LOTKA A. J., MC JUNKIN E. E., MEIER P. M., METCALF e EDDY, PRENEAUX W. J. Jr. e HOLLMAN K. W., VITALI O.) nessuno peraltro veramente soddisfacente. Non è comunque mia intenzione entrare ora in questo argomento per cui rimando alla bibliografia in proposito.

Ancora maggiori sono le incertezze circa il valore da utilizzare per la dotazione idrica pro-capite giorno: il progettista in genere adotta un valore che deduce da una tabella in funzione delle entità della popolazione. Nella tabella I sono riportati alcuni di questi valori e l'anno di pubblicazione del testo o manuale dal quale sono tratti: nella prima colonna sono quelli indicati dal Piano Regolatore degli Acquedotti (P.R.A.) redatto in base alla legge n. 129 del 1963 della Repubblica Italiana.

Si osserva come, per uno stesso range di popolazione i valori di q , secondo i vari autori ed il P.R.A., sono tra loro molto diversi e caratterizzati da una crescita dai tempi più remoti a quelli più vicini.

I valori previsti dal P.R.A. (2) sono giudicati, dai più, ormai superati dalle attuali richieste idriche. Tutti si prestano alla osservazione già fatta dal MESSINA (1973): « non sembra che possano riferirsi i fabbisogni specifici ad un unico parametro, costituito dalla entità numerica della popolazione concentrata nell'abitato da servire, essendo questi certamente influenzati da vari fattori dell'assetto socio economico del

territorio, che determinano il livello dei servizi dei quali la comunità fruisce, al quale livello piuttosto sembrano, rispondere i consumi d'acqua per abitante ». Lo stesso A. è ritornato più tardi sull'argomento con conclusioni analoghe alle precedenti (MESSINA, 1974).

Presenta sempre lo stesso vizio originale, cioè la dipendenza da un sol parametro (la popolazione) la formula proposta nel 1965 da VENTURI

$$q = a (I_n N) + b \quad (5)$$

secondo l'A. inoltre, fissato un centro urbano, q è funzione del tempo con legge di tipo logistico, pertanto è possibile ottenere, estrapolando con questa legge, i valori di a e b per l'anno n .

Nemmeno manuali di origine statunitense (METCALF e EDDY) forniscono dati più esaurienti.

È ancora da fare un'importante osservazione: il massimo valore di Q_s si verificherà quando, fissato α , sarà massimo il valore del prodotto Nq , essendo N e q entrambi riferiti allo stesso anno. Con la metodologia attualmente in uso, e cioè quella sopra esposta, non si è certi che il valore calcolato di Q_s sia effettivamente quello massimo relativamente alla vita dell'acquedotto progettando.

Sembra pertanto più logico, al fine di ottenere un più plausibile valore di $Q_a = Nq$ un metodo che si basi su dei dati reali, quali i consumi totali annui e quindi proprio le portate medie annue, dati che possono essere facilmente reperiti. Infatti in quasi tutti gli acquedotti esistono almeno degli strumenti di misura di portata con totalizzatore e che permettono la valutazione del volume di acqua approvvigionata in un anno, oppure esistono i dati delle fatturazioni (3) tramite le quali è ancora possibile risalire alla Q_a .

La proiezione di Q_a nel futuro può essere fatta con vari metodi in particolare si possono applicare i metodi usati per le previsioni di popolazione; al fine di una progettazione col metodo probabilistico la più opportuna sembra

(3) È opportuno ricordare che il volume che globalmente viene richiesto, in un anno da un acquedotto urbano è sempre maggiore di quello risultante dalla fatturazione relativa allo stesso periodo a causa di perdite nella rete idrica, di consumi non fatturati, del cattivo funzionamento dei contatori e della non contemporaneità di lettura degli stessi. È tuttavia possibile, con l'adozione di un nuovo coefficiente moltiplicativo β conoscere la Q_a tramite la $Q_a = \beta Q_{a,f}$ dove $Q_{a,f}$ è la Q_a dedotta dalla fatturazione. Per β valgono le stesse considerazioni fatte per α .

(2) Sono i valori comunemente adottati oggi previa moltiplicazione per un coefficiente maggiore dell'unità positiva.

una metodologia stocastica. In particolare nel presente lavoro si è posta l'attenzione su un modello stocastico lineare del primo ordine, interpretando in modo estensivo quanto indicato da MAIER, a proposito delle previsioni di popolazione, sulla non convenienza ad utilizzare modelli più complicati (4).

3. FORMULAZIONE STOCASTICA DELLE PORTATE MEDIE ANNUE

Il valore delle portate medie annue può essere concepito come una variabile casuale rispondente alla legge:

$$Q_i = a + b Q_{i-1} + \varepsilon_i \tag{6}$$

dove con Q si è indicato, in questo paragrafo, la portata media annua, i indica l'anno, a e b sono due coefficienti di regressione ed ε_i è una variabile casuale con media zero e scarto quadratico medio $\sigma(\varepsilon)$.

Notoriamente valgono le relazioni:

$$\hat{\rho} = \hat{b} \tag{7}$$

$$\hat{Q} = \frac{a}{1 - \hat{\rho}} \tag{8}$$

$$\hat{\sigma}(Q) = \frac{\sigma(\varepsilon)}{\sqrt{1 - \hat{\rho}^2(Q)}} \tag{9}$$

dove $\sigma(Q)$ indica lo scarto quadratico medio di Q ; ρ il coefficiente di regressione tra Q_i e Q_{i-1} . Il soprassegno circonflesso indica il valore stimato, quello lineare il valore medio.

La stima dello scarto quadratico medio delle deviazioni ε_i è indicato con $\sigma(\varepsilon)$. Se il processo stocastico di ε_i è indipendente, cioè in qualunque istante ubbidisce alla stessa distribuzione statistica, pur potendo variare nel tempo sia il valore medio $\bar{\varepsilon}_i$ che lo scarto quadratico medio $\sigma(\varepsilon_i)$, come si suppone sia nel caso in esame, si

può introdurre una variabile ridotta η_i con media nulla e varianza unitaria tale che:

$$\varepsilon_i = \eta_i \sigma(\varepsilon_i) + \bar{\varepsilon}_i \tag{10}$$

Tenendo presente che nel nostro caso $\bar{\varepsilon}_i = 0$, segue

$$\varepsilon_i = \eta_i \sigma(\varepsilon_i) \tag{12}$$

e sostituendo la (9) nella (12) si avrà

$$\varepsilon_i = \eta_i \sigma(Q) \sqrt{1 - \hat{\rho}^2(Q)} \tag{13}$$

Sostituendo nella (6) le (7), (8), (9), e (13) si otterrà la

$$Q_i = \hat{Q}_i + \rho(Q)[Q_{i-1} - \hat{Q}_i] + \eta_i \hat{\sigma}(Q) \sqrt{1 - \hat{\rho}^2(Q)} \tag{14}$$

la (14) permette la stima di Q_i , qualunque sia i , una volta definiti i valori η_i .

La variabile casuale ridotta η_i ha l'unico vincolo di aver media nulla e varianza unitaria e può essere, per ogni applicazione un numero estratto a caso che risponda ai requisiti su nominati. Uno studio della distribuzione delle deviazioni ε_i può dare maggiori indicazioni, e quindi vincoli, per la scelta di η_i altrimenti si può adottare per esse una distribuzione di tipo normale.

La scelta dei valori da assegnare ad η_i può essere fatta tramite i processi di generazione sintetica di dati con distribuzione uniforme tra 0 ed 1 e riportando questi valori, come è facile, al caso di media nulla e varianza unitaria.

Se J è il numero delle proiezioni stocastiche, otterremo J valori di Q_i e potremo definire

$$\bar{Q}_i = \frac{1}{J} \sum_{j=1}^J Q_{i,j} \tag{15}$$

dove con $Q_{i,j}$ calcolata per il j -esimo valore estratto da η_i analogamente:

$$\sigma(Q_i) = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^J (Q_{i,j}^2 - \bar{Q}_i^2)}{J - 1}} \tag{16}$$

In particolare la (15) e la (16) varranno anche con $i = n$.

(4) Per previsioni a lunga scadenza è probabile che meglio rispondano modelli diversi dal lineare.

Tabella II - Serie storica delle portate medie annue erogate dall'acquedotto di Ancona

| Anno | 1960 | 1961 | 1962 | 1963 | 1964 | 1965 | 1966 | 1967 | 1968 | 1969 | 1970 | 1971 | 1972 | 1973 | 1974 | 1975 |
|---------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Portata media annua | 278 | 281 | 324 | 363 | 378 | 372 | 421 | 403 | 404 | 429 | 456 | 474 | 479 | 540 | 527 | 555 |

4. FORMULE PER L'APPLICAZIONE DEL METODO PROBABILISTICO

In questo paragrafo si dà solo una indicazione sull'applicazione del metodo probabilistico prima citato per la verifica del dimensionamento delle tubazioni. Si rinvia ad altra nota, in corso di elaborazione, per gli ulteriori possibili approcci probabilistici.

Per applicare la (3) occorre definire la Q_s e σ_s ; tenendo presente la (1) avremo:

$$\bar{Q}_s = \bar{\eta}_s \frac{\alpha \bar{Q}}{86.400} \quad (17)$$

e, quindi:

$$\sigma_s^2 = \bar{Q}_s^2 \sigma_\eta^2 + \bar{\eta}_s^2 \frac{1}{86.400} [(\bar{Q} \sigma_\alpha)^2 + (\alpha \sigma_Q)^2] \quad (18)$$

dove Q e σ_Q sono quelli definiti, rispettivamente, dalla (15) e (16) ed η_s è l'attendibilità della (1).

La (18) contiene l'ipotesi della indipendenza di α da Q e viceversa.

5. ESEMPLIFICAZIONE NUMERICA

Nella tabella II è riportata la serie storica delle Q relativa all'acquedotto di Ancona⁽⁵⁾ per il sedicennio 1960-1975.

La curva a tratto intero di figura 1 ne riproduce l'andamento temporale dal quale si trae conferma alla adattabilità di una tendenza di fondo lineare.

I parametri della autoregressione risultano essere:

$$\rho = b = 0.95 \quad ; \quad a = 38.06$$

ed ancora, l'elaborazione numerica fornisce:

$$\sigma(Q) = 79.00 \quad ; \quad \sigma(\epsilon) = 23.11$$

Gli scarti tra la tendenza di fondo, espressa dalla

$$Q_i = 0.95 Q_{i-1} + 38.06$$

ed i valori effettivamente realizzati rispondono ad una distribuzione statistica gaussiana come conferma il test di Pearson.

Si è quindi proceduto a sei proiezioni stocastiche la cui sintesi è riportata ed in tabella III e, graficizzata con linee a tratto, in figura 1.

Le proiezioni sono state effettuate in un futuro di 10 anni.

La stessa tabella III riporta, nelle ultime due righe, per ciascun anno i valori di \bar{Q}_i e $\sigma(Q)$ da adottare, calcolati come indicato dalle (15) e (16).

6. CONCLUSIONI

L'esemplificazione numerica ha dimostrato che il metodo proposto è di facile applicazione. Gli algoritmi possono essere eseguiti anche con calcolatrici tascabili.

Inoltre consente una previsione della portata cui dotare un acquedotto urbano almeno conforme con dei dati reali, quali la serie storica della stessa portata ed ancora favorisce l'applicazione di metodologie di calcolo e di verifica più raffinate di quelle usuali (quali quelle probabilistiche).

Non è forse inutile segnalare che la metodologia proposta può essere adottata anche nel caso di utilizzo dei tradizionali metodi di progetto. In tali casi il valore della portata media annua potrebbe essere ancora espresso dalla (15), cioè dalla stima della media campionaria dei valori delle portate che possono verificarsi all'anno n ; si ritiene, però, che un tale dimen-

⁽⁵⁾ Dati forniti dal Dr. Ing. Fulvio BERNARDINI, direttore dell'Azienda Municipalizzata Servizi Acqua e Gas di Ancona, cui vanno i ringraziamenti dell'Autore.

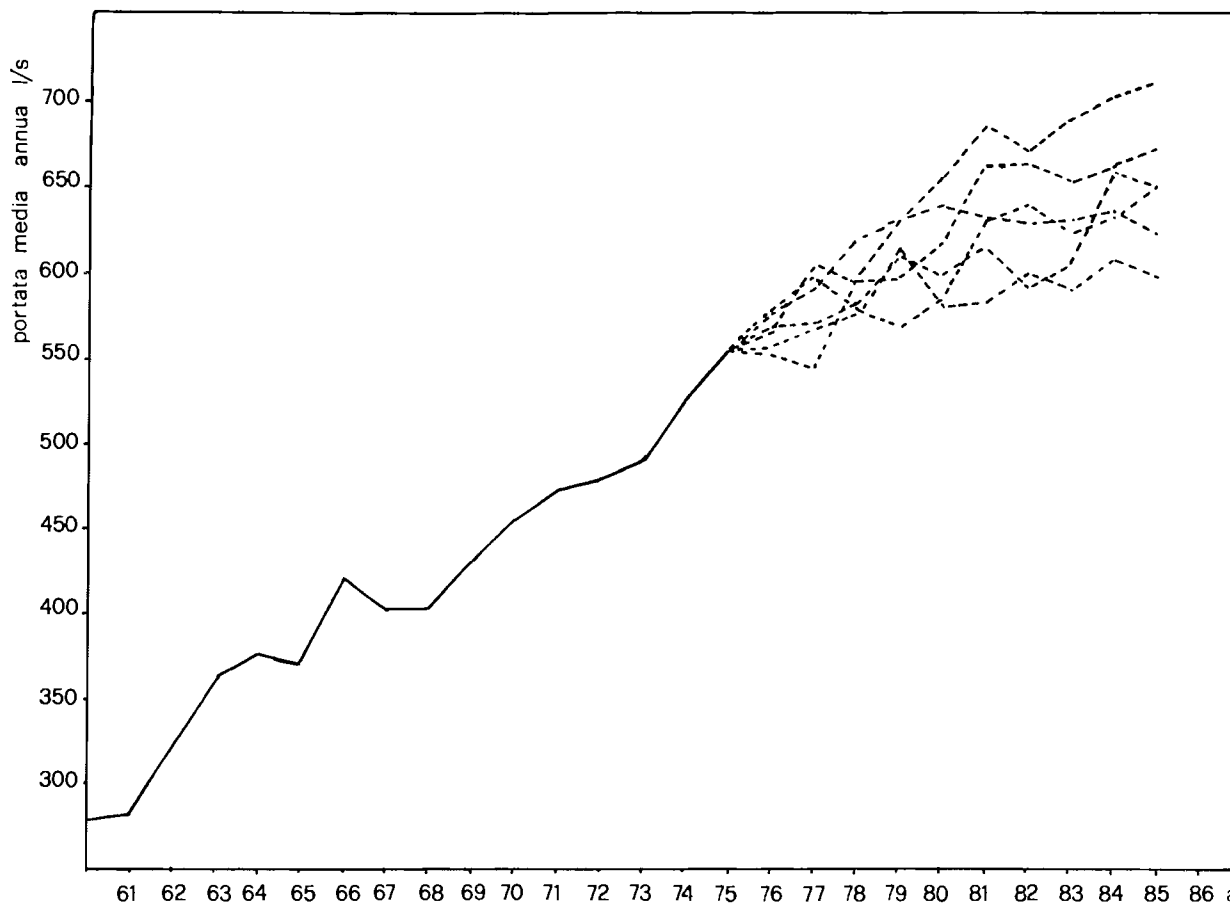


Fig. 1 Serie storica e proiezioni stocastiche dal 1976 al 1985 della portata media annua dell'acquedotto di Ancona.

Tabella III - Proiezione stocastiche, medie, scarti quadratici medi

| Anno | 1976 | 1977 | 1978 | 1979 | 1980 | 1981 | 1982 | 1983 | 1984 | 1985 |
|---------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Proiezione | | | | | | | | | | |
| 1 | 568 | 608 | 600 | 630 | 640 | 634 | 630 | 631 | 636 | 623 |
| 2 | 578 | 601 | 578 | 616 | 582 | 583 | 601 | 590 | 609 | 598 |
| 3 | 558 | 568 | 578 | 569 | 586 | 629 | 635 | 624 | 634 | 650 |
| 4 | 577 | 592 | 620 | 631 | 657 | 686 | 672 | 690 | 704 | 712 |
| 5 | 570 | 572 | 581 | 612 | 599 | 617 | 593 | 606 | 633 | 652 |
| 6 | 554 | 545 | 596 | 598 | 620 | 664 | 663 | 654 | 664 | 673 |
| Q_i | 567,50 | 581,00 | 592,16 | 609,33 | 614,00 | 635,50 | 632,33 | 632,50 | 646,66 | 651,33 |
| $\sigma_i(Q)$ | 9,79 | 23,64 | 16,59 | 23,25 | 30,31 | 36,07 | 31,79 | 35,64 | 33,06 | 39,49 |

sionamento potrebbe risultare insufficiente⁽⁶⁾ proprio per il significato del valore dedotto dalla (15): infatti, con le nostre ipotesi \bar{Q}_n corrisponde una probabilità pari al 50% che possano verificarsi valori ad esso superiori.

⁽⁶⁾ Si ricorda che nel caso di utilizzo di metodologie probabilistiche il valore di \bar{Q} non interviene da solo ma unitamente al $\sigma(Q)$ e pertanto così si tien conto che Q può assumere valori maggiori di \bar{Q} : ciò non si verifica nella metodologia tradizionale.

Si ritiene invece che la metodologia proposta per la valutazione della portata media annua meglio si presti all'inserimento nei calcoli tradizionali valutando detta portata tramite la:

$$Q_n^* = \bar{Q}_n + \lambda_\xi \sigma_n \tag{19}$$

dove Q^* è il valore della portata media annua da introdurre nella (17), λ è il frattile relativo alla probabilità ξ in indice secondo la legge di distribuzione normale standardizzata.

Al valore di Q^* così calcolato corrisponde solo l' $(1 - \xi)$ % di possibilità che possa verificarsi un valore superiore; a tale procedere può essere data la seguente interpretazione: assumere come dato di progetto il valore corrispondente, nell'ipotesi di distribuzione normale, ad un periodo di ritorno:

$$t(Q) = \frac{1}{1 - \xi(\lambda)} \quad (20)$$

Tale interpretazione non è tuttavia rigorosa se non si premette che questo tempo di ritorno non è riferito alla portata Q^* ma al suo scarto dal valore \bar{Q} , inoltre detto \bar{Q} dovrebbe essere costante ed analogamente σ ; ciò, invece, non si verifica. Pertanto la presente non è una vera interpretazione ma una giustificazione. Il valore $t(Q)$ della (19) può essere chiamato *tempo fittizio di ritorno* e può essere preso pari od in-

fiorire all'intervallo di tempo della proiezione della previsione.

Giova ora completare l'esempio: fissato $t = 1985 - 1975 = 10$ anni, segue, dalla (19)

$$\xi = 0.90 \quad \text{e quindi} \quad \lambda_{\xi} = 1.2817$$

dalla (18):

$$Q^*_{1985} = 651,33 + 1,2817 \times 39,49 = 710,94 \text{ l/s.}$$

La valutazione di Q^* di cui sopra, da introdurre nelle usuali metodologie di progetto e verifica degli acquedotti urbani può essere definita come *metodo semi-probabilistico* in analogia con gli attuali orientamenti dell'ingegneria strutturale.

Si ritiene che il modello lineare, qui utilizzato, sia soddisfacente almeno per previsioni che coprano un arco di tempo dell'ordine di quello preso in considerazione nell'esempio.

BIBLIOGRAFIA

- ARREDI F. — *Fabbisogni idrici*, in: « I problemi delle acque in Italia ». Conferenza Nazionale delle acque. Senato della Repubblica, Roma, 1972, pp. 263.
- BETHOUX P. M. & THIELLE K. — *How well do engineers forecast demands?* « Water & Sewage Works », april, pp. 54.
- BORGOIS G. & PRAUD T. — *L'incidence du phénomène de la variation de population des zones côtières sur la conception du traitement des réseaux et des réservoirs*. « Technique et Sciences Municipales », Aout-Sept. 1975, p. 323.
- COLOMBO G. — *Manuale dell'Ingegnere*. 80ª ediz., Milano, 1965.
- FEDERICI N. — *Lezioni di Demografia*. De Sanctis, Roma, 1965.
- LOTKA A. J. — *Elements of Mathematical Biology*. Dover publications Inc., New York, 1956.
- LUSONA P. L. — *Note sugli attuali orientamenti nei consumi di acqua potabile*. « Inquinamento », 1975.
- MANTICA I. — *Alcune considerazioni sulle possibilità di applicazione del metodo probabilistico dell'analisi del primo ordine alle costruzioni idrauliche con particolare riguardo alle opere di trasporto*. « Il Giornale del Genio Civile », n. 1-2-3/1977.
- MARZOLO F. — *Costruzioni Idrauliche*. CEDAM, Padova, 1963.
- MC JUNKIN F. E. — *Population forecasting by sanitary Engineers*. « A.S.C.E. - Jr. of Sanitary Engineering Division », August, 1964.
- MEIER P. M. — *Stochastic population projection at design level*. « A.S.C.E. - Jr. of Sanitary Engineering Division », December, 1972.
- MESSINA U. — *Costruzioni Idrauliche*. Ed. Japadre, L'Aquila, 1973.
- MESSINA U. — *Influenza dell'assetto dei centri urbani nei consumi d'acqua potabile*. « Idrotecnica », 2/1974.
- METCALF & EDDY — *Wastewater Engineering*. Mc. Graw Hill Book Company.
- MISTRANGELO — *Provvista e distribuzione dell'acqua potabile*. Hoepli, 1952.
- PRENEAUX W. J. Jr. & HOLLMAN K. W. — *Factors affecting residential consumption*. « Water and Sewage Works », April 1974, pp. 138.
- RUGGIERO C. — *Costruzioni Idrauliche*. Ed. Pellegrini, Pisa, Anno Accademico 1955-56.
- TANG & YEN — *Hydrologic and Hydraulic design under uncertainties*. Int. Symp. on Uncertainties in Hydrologic and Water Resource Systems. University of Arizona, Tucson, December, 1972.
- VENTURI G. — *Dotazione idrica pro-capite. Previsioni demografiche*. 2º Convegno Nazionale Aziende Municipalizzate, Sorrento, 1965.
- VITALI O. — *La crisi italiana. Il problema della popolazione*. Franco Angeli Editore, 1976.