

**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI MEDITERRANEA DI REGGIO CALABRIA**

**FACOLTÀ DI INGEGNERIA**

**Dipartimento di Informatica, Matematica, Elettronica e Trasporti**

QD – SD 1/02

Gennaio 2002

**Il dimensionamento delle opere idrauliche  
a difesa del corpo stradale**

Dario Lo Bosco

Giovanni Leonardi

Francesco Scopelliti

**QUADERNO DI DIPARTIMENTO**

**Serie didattica**

*Feo di Vito – 89100 Reggio Calabria - Italy*

# **Il dimensionamento delle opere idrauliche a difesa del corpo stradale**

Dario Lo Bosco

Giovanni Leonardi

Francesco Scopelliti

## **Sommario**

Questo lavoro affronta il problema della verifica idraulica di alcuni manufatti che risultano essere parte integrante dei infrastrutture stradali, e della verifica all'erosione dei corsi d'acqua interessati dalla realizzazione di opere viarie.

Tali manufatti prendono il nome di opere d'arte vengono distinte in opere per la raccolta di acque superficiali o profonde (cunette e fossi di guardia) ed in opere per l'attraversamento di corsi d'acqua o di impluvi (ponticelli, tombini, ponti e viadotti).

Come illustrato in seguito (capitolo 1) un corretto dimensionamento di tali opere idrauliche risulta fondamentale per un'adeguata protezione del corpo stradale.

## **Abstract**

In this paper we studies the problem of the hydraulic analysis of some manufactured articles which are integral part of the road infrastructures, together with the verification of the erosion of the courses of water interested by the construction of roads.

Such manufactured articles are distinguished in constructions for the harvest of superficial or deep waters (side ditches and ditches) and in constructions for the crossing of water courses or watershed (bridges and viaducts).

As illustrated in the following (chapter 1) a correct sizing of such hydraulic constructions results has a great importance for a suitable protection of the road body.

## Indice

<b>Sommario.....</b>	<b>pag. 2</b>
<b>Indice.....</b>	<b>pag. 3</b>
<b>1. Cenni di idrologia.....</b>	<b>pag. 4</b>
<b>2. La verifica idraulica delle opere d'arte.....</b>	<b>pag. 8</b>
2.1. <i>Curve di probabilità pluviometrica .....</i>	<i>pag. 11</i>
<b>3. Lo studio delle problematiche idrauliche per i ponti.....</b>	<b>pag. 16</b>
3.1. <i>Analisi del fenomeno di rigurgito .....</i>	<i>pag. 19</i>
<b>4. Lo studio delle erosioni nelle sponde degli alvei.....</b>	<b>pag. 23</b>
4.1. <i>Analisi delle sollecitazioni .....</i>	<i>pag. 23</i>
<b>5. La progettazione delle opere di difesa delle sponde.....</b>	<b>pag. 30</b>
<b>6. Calcolo idraulico di un tombino: un caso-tipo .....</b>	<b>pag. 35</b>
6.1. <i>Generalità.....</i>	<i>pag. 35</i>
6.2. <i>Verifica idraulica di un tombino <math>\therefore</math> 1500 .....</i>	<i>pag. 36</i>
<b>7. Calcolo idraulico di un fosso di guardia .....</b>	<b>pag. 41</b>
7.1. <i>Generalità.....</i>	<i>pag. 41</i>
7.2. <i>Verifica idraulica di un fosso di guardia.....</i>	<i>pag. 42</i>
<b>8. Verifica all'erosione delle sponde di un fiume .....</b>	<b>pag. 45</b>
<b>9. Riferimenti bibliografici.....</b>	<b>pag. 49</b>

## 1. Cenni di Idrologia

Risulta evidente che l'inserimento di una strada in un determinato territorio va a interferire significativamente con il regime di ruscellamento delle acque piovane, o con il libero defluire dei corsi d'acqua, modificando gli equilibri che la natura ha consolidato nei millenni.

Il principale effetto che le acque meteoriche hanno sulle strade è quello di erodere ed asportare, a causa della loro energia dinamica (la cui legge di variazione è legata al quadrato della velocità), le terre che costituiscono i rilevati causandone un graduale e continuo indebolimento.

Stesso effetto erosivo hanno le acque dei fiumi o dei torrenti nei confronti del fondo e delle pareti dell'alveo soprattutto in quelle sezioni in cui sono presenti pile o spalle di ponti.

L'asportazione di materiale dalle sponde dell'alveo dei fiumi risulta tanto più importante quanto più urbanizzata è la zona in cui tali fenomeni si verificano.

Di non secondaria importanza risulta l'effetto delle acque piovane, sulla sicurezza stradale, quando queste si accumulano sulla piattaforma favorendo il fenomeno dell'acquaplaning dinamico e viscoso il quale oltre ad essere legato allo spessore del velo idrico dipende anche dalla velocità dei veicoli.

Tutto ciò evidenzia l'importanza sia di un corretto dimensionamento delle opere idrauliche al fine di proteggere il corpo stradale dalle acque meteoriche, sia della verifica idraulica dei corsi d'acqua interessati dalla realizzazione delle infrastrutture viarie.

Per poter effettuare il dimensionamento delle opere d'arte è necessario stabilire preliminarmente la portata che tali manufatti devono essere in grado di smaltire .

A tal fine occorre innanzi tutto individuare, sulla carta topografica a curve di livello della zona in cui sarà ubicato il manufatto, il bacino imbrifero ad esso afferente.

Infatti la portata di piena non dipende esclusivamente dalle precipitazioni meteoriche ma anche delle caratteristiche geologiche, pedologiche ed orografiche del bacino tributario della sezione considerata.

La distribuzione delle acque sulla superficie della terra dipende da fattori fisici che risultano avere caratteristiche di particolare disuniformità ed incostanza e che possono essere ascritti ad eventi casuali e comunque non regolati da precise leggi .

Tale irregolarità, addebitabile alle grande complessità delle cause che entrano in gioco, non esclude, tuttavia, la possibilità di individuare per lo studio della problematica rigorose espressioni analitiche su base statistica a cui l'ingegnere può riferirsi nella pratica professionale .

Per tale finalità occorre, comunque, disporre di una notevole banca dati, con rilievi distribuiti opportunamente in un range spazio-temporale che caratterizzi adeguatamente i fenomeni ed i processi osservati.

In questo senso, di valido ausilio sono i dati che vengono raccolti in Italia dal Servizio Idrografico Italiano istituito nel 1917 presso il Ministero dei lavori pubblici. Dal punto di vista operativo, il rilevamento delle piogge in una determinata località viene effettuato mediante degli apparecchi che vengono denominati pluviometri o pluviografi.<sup>/10</sup>

Di un evento piovoso oltre all'altezza risulta essere di notevole interesse valutare l'intensità che viene definita come il rapporto tra l'altezza e la durata:

$$i = h/t$$

che viene espressa in mm/h .

L'esperienza insegna che l'intensità delle piogge decresce all'aumentare della loro durata: un breve scroscio può raggiungere intensità elevatissima, mentre in una pioggia prolungata nel tempo l'intensità risulta fortemente inferiore .

Per lo studio di un'opera idraulica, particolare importanza riveste l'individuazione del relativo *bacino imbrifero*<sup>/20</sup>; questa è un'operazione abbastanza semplice e viene effettuata analizzando la carta a curve di livello rappresentativa del territorio interessato.

Le linee che delimitano un bacino (fig.1) risultano, infatti, ortogonali alle isoipse<sup>/30</sup> e passano per punti singolari di displuvio, quali le vette, le creste e le selle.

A parità d'intensità e di altre condizioni, è la precipitazione della durata uguale al *tempo di corrivazione*<sup>/40</sup> a determinare la massima portata in un bacino; se viene superato il tempo di corrivazione, la pioggia continua a cadere, con la stessa intensità, la portata si

---

<sup>/10</sup> I pluviometri misurano l'altezza di pioggia caduta espressa in mm, mentre i pluviografi ne misurano l'andamento nel tempo.

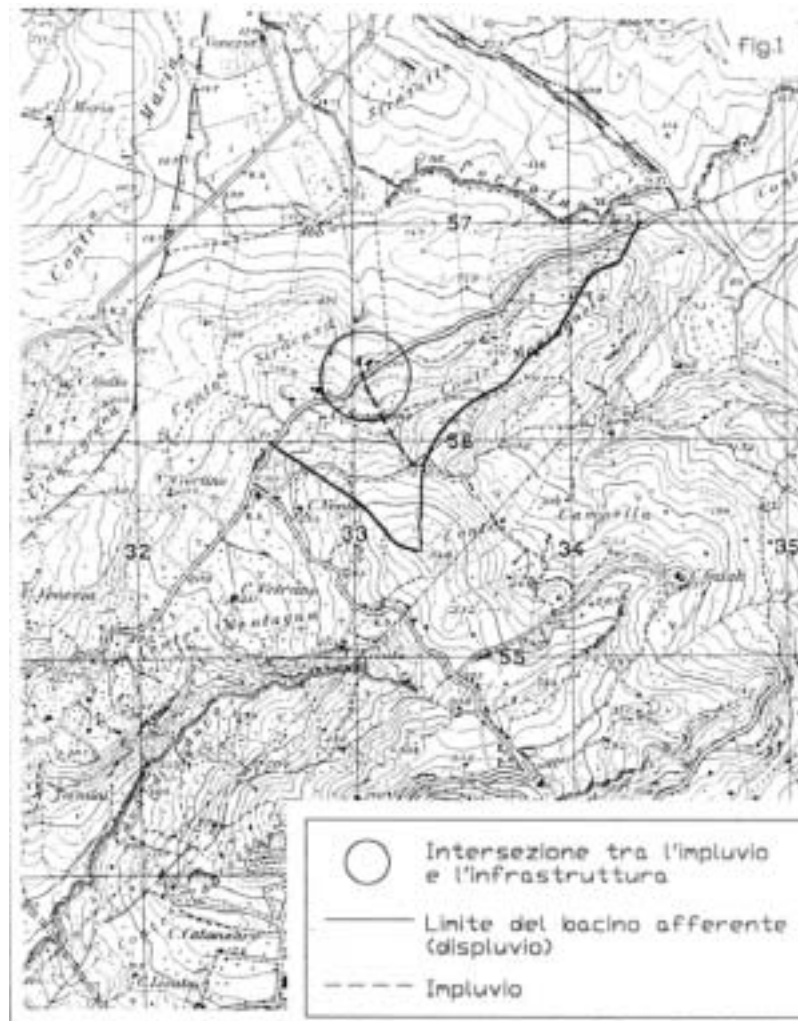
<sup>/20</sup> Si definisce bacino imbrifero, relativo ad una data sezione , la superficie topografica da cui le acque piovane defluiscono naturalmente nella sezione considerata.

<sup>/30</sup> Si definiscono isoipse le linee luogo dei punti di una superficie che si trovano ad uguale quota.

<sup>/40</sup> Con termine di tempo di corrivazione si intende l'intervallo temporale che intercorre tra l'inizio della pioggia e l'istante in cui la particella d'acqua caduta nella località perviene, nella sezione del bacino che consideriamo, idraulicamente più lontana.

mantiene costante sul valore massimo, per poi cominciare a decrescere non appena la pioggia cessa, o comunque, si riduce d'intensità.

Se per contro la durata della precipitazione è inferiore al tempo di corrivazione, l'acqua proveniente dalle zone più lontane del bacino raggiunge la sezione terminale quando già ha avuto inizio la fase decrescente, giacché le aree più vicine hanno già cessato di dare il loro contributo.



È possibile stimare il tempo di corrivazione  $t_c$  (espresso in ore) mediante delle formule empiriche che sono state messe a punto attraverso l'osservazione diretta di alcuni bacini reali; ognuna ha un campo di validità limitato, in linea di principio, alla tipologia dei bacini osservati.

Tra le espressioni più interessanti si ricordano:

*Formola di Ventura:*

$$t_c = 0.127 (A/Jm)^{0.5}$$

*Formola di Giandotti:*

$$t_c = (1.5 L + 4 A^{0.5})/[0.8 (H)^{0.5}]$$

2<sup>a</sup> Formula di Pasini:

$$t_c = 0.108 [(A L)^{1/3}]/(Jm^{0.5})$$

Formula di Viparelli:

$$t_c = L / (3.6 V)$$

Tra tutte quella di Giandotti è la più utilizzata nella pratica professionale, in cui risulta:

L [m] lunghezza dell'asta principale

A [mq] area bacino

H [m] altitudine media del bacino

È, comunque, da considerare che non tutta l'acqua precipitata in un bacino imbrifero arriverà alla sezione terminale di esso; infatti una parte dell'elemento liquido evaporerà mentre un'altra parte sarà assorbita dalla vegetazione (*intercettazione vegetale*) e dalle infrattuosità del terreno; quindi di notevole importanza ai fini della verifica idraulica di un'opera d'arte risulta essere il *coefficiente di deflusso*, che viene definito come il rapporto tra il volume di liquido defluito attraverso la sezione terminale del bacino (*afflusso efficace*), ed il volume di afflusso, costituito dal volume di acqua caduto per precipitazione all'interno di tutto il bacino.

Il coefficiente di deflusso di un bacino imbrifero assume sempre valori inferiori all'unità; esso dipende da diversi parametri quali: il grado di saturazione del suolo, la natura e la porosità del terreno, la presenza o meno di vegetazione o di aree urbane, l'intensità e la durata dell'evento piovoso e di solito viene assunto in via cautelativa pari 0,60 - 0,50 in modo da garantire in esercizio, senza problemi operativi, lo smaltimento della massima piena per tutta la vita utile dell'opera.

Una formula che può essere utile al fine di calcolare il coefficiente di deflusso fu ricavata da Harolds che pose:

$$C_T = C_{100} (T/100)^{0.2}$$

ove  $C_T$  è il coefficiente di deflusso relativo ad un generico tempo di ritorno di T e  $C_{100}$  il coefficiente di deflusso relativo ad un tempo di ritorno pari a 100 anni.

I valori di  $C_{100}$  in funzione del tipo di terreno e della vegetazione possono essere ricavati dalla tab.1

Tab. 1

Tipo di terreno	Bassa densità vegetale	Alta densità vegetale
Impermeabile	0,85	0,77
Debolmente permeabile	0,7	0,6
Permeabile	0,55	0,5,

## 2. La verifica idraulica delle opere d'arte

Per il dimensionamento idraulico delle opere d'arte a servizio del corpo stradale, come cunette, fossi di guardia, tombini ponticelli e ponti, è di fondamentale importanza l'individuazione delle portate massime che queste devono essere capaci di smaltire.

Il calcolo di tali portate risulta di difficile determinazione poiché gli elementi da cui dipendono sono molteplici e di non agevole individuazione.

Tra questi fattori vanno ricordati, per il particolare ruolo esercitato, l'estensione del bacino imbrifero, la natura delle terre che lo costituiscono e l'intensità di pioggia.

Per la determinazione dell'intensità della precipitazione e, quindi, delle portate piena possono essere usati opportuni modelli matematici sia di tipo sintetici razionale<sup>/50</sup>.

Ai fini della verifica idraulica di un'opera d'arte risultano più indicati i modelli razionali, che si basano sulla teoria delle probabilità e fanno riferimento al periodo di ritorno  $T^{/60}$ .

Per l'analisi pluviometrica si considera come variabile caratteristica  $X$  l'altezza massima annuale di pioggia  $H_t$  caduta in un dato intervallo di tempo  $t$  e in un prefissato ambito territoriale di interesse.

Sulla base dell'osservazione di un'appropriata serie di dati ( $h_{t1}, h_{t2}, h_{t3}, h_{t4}, \dots, h_{tn}$ ), relativi alle altezze di pioggia misurate in un sufficiente numero di anni  $n$ , ed inerenti alle durate  $t = 1, 3, 6, 12, 24$  ore, è possibile effettuare un'analisi statistica del fenomeno.

La scelta del tempo di ritorno più adeguato al particolare caso in esame è legata a considerazioni di tipo tecnico-economico che si effettuano mediante un'opportuna valutazione costi-benefici; infatti, scegliendo un determinato valore  $T$ , è intrinseco il rischio che dopo tale intervallo temporale si potrà verificare un evento meteorico più gravoso di quello considerato, con la conseguenza che il dimensionamento delle opere idrauliche risulti insufficiente a garantire, per quell'evento critico un adeguato deflusso delle acque.

---

<sup>/50</sup> Per modelli sintetici si intendono quei modelli che pervengono alla stima della portata sulla base della precipitazione, ipotizzando che la portata ottenuta abbia lo stesso tempo di ritorno della precipitazione considerata, mentre per modelli razionali si intendono quei modelli che utilizzano come pioggia di progetto, una pioggia distribuita uniformemente su tutto il bacino, la cui durata risulta essere pari a quella che provoca la massima piena nel bacino.

<sup>/60</sup> Con tempo di ritorno  $T$ , associato ad un dato valore  $x$  di una variabile  $X$ , si definisce il numero medio di anni affinché  $x$  sia superato per la prima volta. L'approccio probabilistico consente di associare a ciascun valore del periodo di ritorno  $T$  un valore  $x$  di  $X$  quando si hanno a disposizione un numero di osservazioni  $n$  ( $x_1, x_2, x_3, x_4, \dots, x_n$ ).



Quindi, risulta evidente come il tempo di ritorno debba essere strettamente legato all'importanza dell'infrastruttura in studio.

Di solito per opere minori il cui ipodimensionamento rispetto all'evento critico non comporti in ogni caso significativi nocimenti economici, il tempo di ritorno si pone inferiore ai 25 anni, mentre per le grandi opere il cui non corretto funzionamento potrebbe, invece, generare ingenti danni (economici, nocività a persone, etc.) il tempo T può essere assunto anche pari a centinaia di anni.

Il massimo valore  $h_{t,T}$  di  $H_t$  corrispondente al tempo di ritorno T può essere calcolato mediante la seguente legge di probabilità pluviometrica :

$$h_{t,T} = \sigma_t K_T$$

con:

$\sigma_t$  media di  $H_t$  funzione della durata t;

$K_T$  legge di variazione (o legge di crescita) relativa al tempo T.

La più utilizzata nella pratica tra le leggi di variazione che si adattano ai massimi annuali di variabili idrologiche risulta quella di Gumbel  $\Psi(1/\beta)$  per la quale si ha:

$$K_T = (1 - K' \log \ln T/T - 1) / (1 + 0,251K')$$

dove  $K'$  dipende dal parametro  $C_v$  (coefficiente di variazione) a cui è legato dalla seguente relazione:

$$1,795/K' = (1/C_v) - 0,45$$

Avendo a disposizione un'adeguata serie di n valori di altezze di pioggia relative alla durata t si può calcolare il valore del coefficiente di variazione ad esso associato che risulta:

$$C_v = S_t / \bar{h}_t$$

Dove  $S_t$  è lo scarto quadratico medio

$$S_t = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (h_{ti} - \bar{h}_t)^2}{n}}$$

ed  $\bar{h}_t$  la media

$$\bar{h}_t = \frac{\sum_{i=1}^n h_{ti}}{n}$$

Essendo  $C_v$  indipendente dal tempo t si ha:

$$C_v = \frac{C_{v_t}}{5^{i|1}}$$

Dove  $C_{v_t}$  è relativo alle durate  $t = 1, 3, 6, 12, 24$  ore

Per calcolare  $\sigma_t$  relativa ad una prefissata durata  $t$  si utilizza un'analisi di regressione di  $\bar{h}_t$  su  $t$  mediante la seguente legge:

$$\sigma_t = at^n$$

dove i parametri  $a$  ed  $n$  possono essere calcolati (facendo riferimento alle  $\bar{h}_t$  relative alle durate  $t$ ) mediante il seguente modello lineare

$$\log \bar{h}_t = \log a + n \log t$$

In fig. 2 sono riportati i diagrammi in scala logaritmica delle rette rappresentative delle altezze di pioggia (al variare di  $a$  ed  $n$ ) per  $T$  pari a 10, 20, 50 anni.

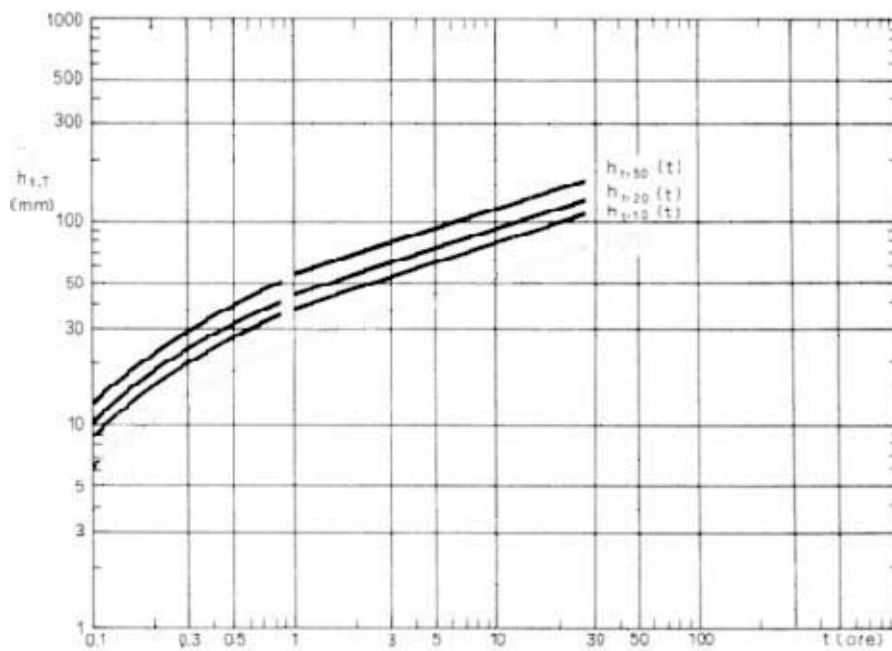


fig.2

Conoscendo l'altezza di pioggia  $h$  e conseguentemente l'intensità  $i$  si può subito determinare la portata che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino mediante la seguente espressione :

$$Q = \pi i A / 3,6 \Psi c^3 / s \beta$$

in cui risulta:

$\pi$  = coefficiente di deflusso;

$i$  = intensità della pioggia di durata eguale al tempo di corrivazione (in mm/h);

A = area del bacino (in Km<sup>2</sup>).

Determinata, così la massima portata Q di deflusso si può calcolare la portata Q' che la prefissata opera d'arte può smaltire

Tale portata si può ottenere agevolmente facendo uso della nota formula di Chezy:

$$Q = \theta \sqrt{R} i$$

in cui:

$\theta = c R^{1/6}$  coeff. di scabrezza (formula di Strickler);

c = coeff. di resistenza (Tab.2);

R = A/C raggio idraulico;

A = area di sezione liquida;

C = contorno bagnato;

i = pendenza.

Tab. 2 - Valori del coefficiente c

Natura delle pareti dell'opera	c
Intonaco liscio accuratamente lisciato	100
Intonaco cementizio liscio o tubi in ghisa nuovi	90
Rivestimento in muratura di mattoni eseguita con cura	80
Intonaco cementizio lisciato senza particolare cura	70-85
Tubi in lamiera o in ghisa	68-70
Calcestruzzo non intonacato	60
Muratura in pietra non intonacata	50
Ghiaia e sabbia	38-45
Roccia con sporgenza	15-30

Se infine, confrontando le portate Q e Q' risulta:

$$Q' > Q$$

l'opera d'arte risulta idonea a garantire per un determinato tempo di ritorno T, lo smaltimento delle acque meteoriche a servizio del corpo stradale.

### 2.1 Curve di probabilità pluviometrica

Per la determinazione delle massime altezze di pioggia oltre ad uno studio statistico strettamente locale, come l'analisi proposta nel paragrafo precedente, si possono applicare studi riferiti a vasti territori.

Tali studi fanno riferimento a modelli matematici formalizzati da Bell per i territori degli Stati Uniti d'America.

La curva di pioggia proposta da Bell e realizzata su basi sperimentali risulta:

$$h(t)/h(60) = 0,54 t^{0,25} - 0,50$$

ove  $h(t)$  è la massima altezza di pioggia riferita al tempo  $t$  ed  $h(60)$  quella relativa ad un tempo pari a sessanta minuti; in questa analisi statistica il rapporto  $h(t) / h(60)$  e di conseguenza la massima altezza di pioggia relativa ad un generico tempo  $t$  risulta indipendente dal tempo di ritorno  $T$ .

La curva di probabilità pluviometrica proposta da Bell, prima di essere utilizzata per un generico territorio deve essere attentamente verificata, dato che la pioggia risulta essere dipendente da molteplici fattori, non sempre facilmente individuabili, che variano da zona a zona; degli studi particolareggiati sono stati eseguiti per modificare tale curva al fine di renderla applicabile ai territori di Calabria e Sicilia .

Per perseguire tale obiettivo sono state prese in considerazione le precipitazioni di notevole intensità e breve durata registrate dai pluviografi del Servizio Idrologico Italiano.

Le misure delle altezze di pioggia considerate hanno presentato, nel loro complesso, una numerosità campionaria  $N$  particolarmente elevata per le durate di 5, 10, 15, 20, 25 e 30 minuti e trascurabile per le altre durate inferiori all'ora.

Ai fini dell'indagine si sono dovute escludere quelle altezze di pioggia di breve durata relative ad eventi per i quali non si disponeva dei corrispondenti valori di durata pari ad una ora.

Per ogni stazione pluviometrica esaminata si sono calcolati i rapporti tra le altezze di pioggia  $h(t)$  per  $t < 1$  ora e le relative  $h(60)$ .

Tali rapporti sono stati, quindi, raggruppati indipendentemente dalla stazione di misura di appartenenza, per intervalli di durata di 5 minuti, a partire da 5' fino a 55'.

Sulla base di tali dati si è cercata la legge che lega il rapporto fra le altezze di pioggia  $h(t) / h(60)$  alla durata  $t$  espressa in minuti ipotizzando di voler pervenire ad una relazione monomia del tipo:

$$h(t) / h(60) = a t^n$$

e procedendo alla determinazione dei coefficienti adimensionali  $a$  ed  $n$ .

A tal fine si sono riportate in coordinate logaritmiche le medie delle altezze di pioggia e le rispettive durate e successivamente si è operata una regressione lineare.

Mediante l'ordinata intercettata dalla curva regressiva si è misurato il logaritmo del parametro  $a$ , mentre il coefficiente angolare della retta ha fornito l'esponente  $n$  da assegnare all variabile  $t$ .

Per quanto riguarda il territorio calabrese, visto le diverse condizioni pluviometriche della zona ionica e tirrenica (nella prima si verificano infatti piogge meno intense ma

più frequenti rispetto alla seconda) si è ritenuto opportuno finalizzare lo studio alla definizione di due curve di probabilità pluviometrica inerenti i due versanti.

Sotto questa ipotesi si è arrivati alla individuazione, per il versante ionico, della seguente relazione:

$$h(t)/h(60) = 2,188 t^{0,3194}$$

avente un indice di correlazione (dovuto ad una modesta dispersione dei dati a disposizione) pari a 0,988, mentre per il versante tirrenico si è ricavato:

$$h(t)/h(60) = 0,2248 t^{0,3105}$$

in cui il coefficiente di correlazione risulta pari a 0,991.

Avendo la consapevolezza che l'approccio metodologico utilizzato in base alle differenti caratteristiche pluviometriche del territorio esaminato è quello scientificamente più corretto si è ritenuto opportuno verificare la possibilità di definire un'unica curva valida per l'intera regione Calabria, valutando l'errore che si commette nel dimensionamento delle opere idrauliche quando si fa riferimento ad essa.

Per raggiungere tale scopo, si sono da prima calcolati gli indici statistici come la media  $\sigma$ , la varianza  $\omega$ , il coefficiente di asimmetria  $\eta$ , il coefficiente di variazione  $C_v$  ed il coefficiente di Curtosi  $C_k$ , poi si è verificata l'applicabilità della legge di Gumbel, mediante il test di asimmetria su alcuni campioni di altezze di pioggia di durata  $t = 30$  e  $60$  minuti e utilizzando tale legge si sono calcolate le grandezze  $h(30, T)$  ed  $h(60, T)$  per i tempi di ritorno  $T = 2, 5, 10, 25, 50, 100$  anni e quindi i loro rapporti.

Analizzando questi ultimi si è potuto verificare l'indipendenza di tali rapporti dal tempo di ritorno  $T$ , ed individuare la curva di probabilità valida per tutta la Calabria che risulta:

$$h(t)/h(60) = 0,235 t^{0,289}$$

Riportando in un grafico logaritmico le tre curve ricavate si evince come l'errore determinato dalla utilizzazione della curva unica sia così piccolo da non essere sempre percettibile graficamente (fig.3).

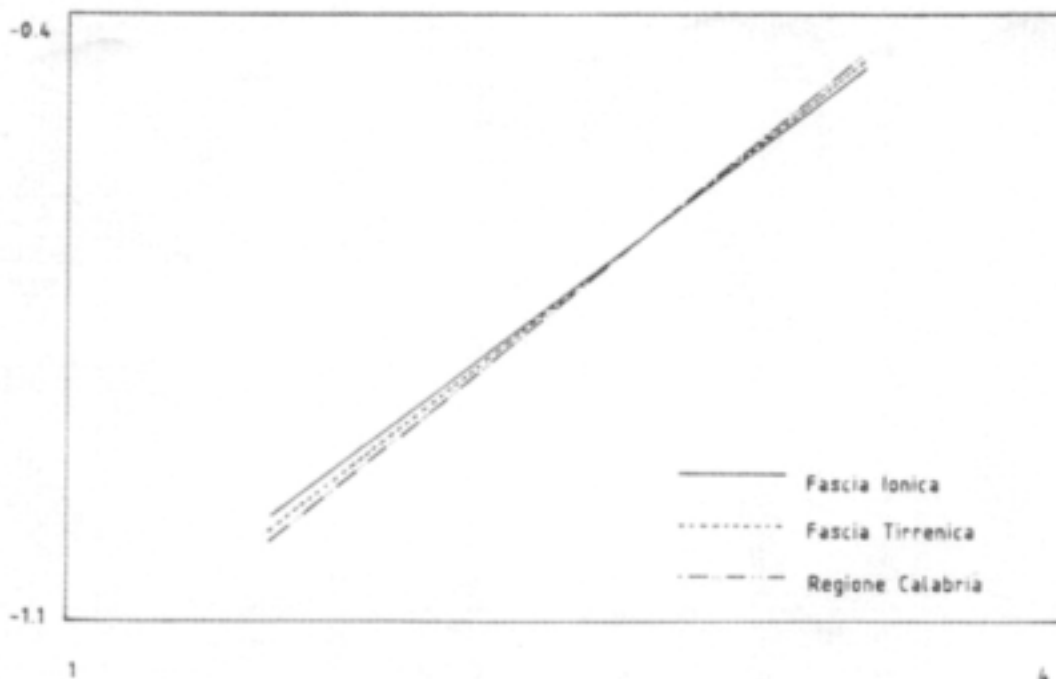


fig. 3

Relativamente al territorio siciliano si è individuata una curva di probabilità pluviometrica che risulta avere equazione:

$$h(t)/h(60) = 0,240 t^{0,340}$$

Tale curva presenta un valore di correlazione pari 0,86 determinato da una notevole dispersione dei dati a disposizione.

Confrontando la curva di probabilità pluviometrica relativa al territorio siciliano e la curva generica di Bell si nota che per l'intervallo di tempo  $t$  compreso tra 25 e 40 minuti si hanno valori coincidenti (fig.4).

Queste curve di probabilità pluviometrica risultano essere di facile applicazione e consentono di ricavare l'altezza di pioggia relativa al tempo, conoscendo l'altezza di pioggia relativa alla durata di un'ora  $h(60)$  indipendentemente dal tempo di ritorno.

Calcolata l'altezza  $h(t)$  e quindi, l'intensità di pioggia, è possibile mediante le formule riportate nel paragrafo 2 risalire alla portata relativa ad un dato bacino.

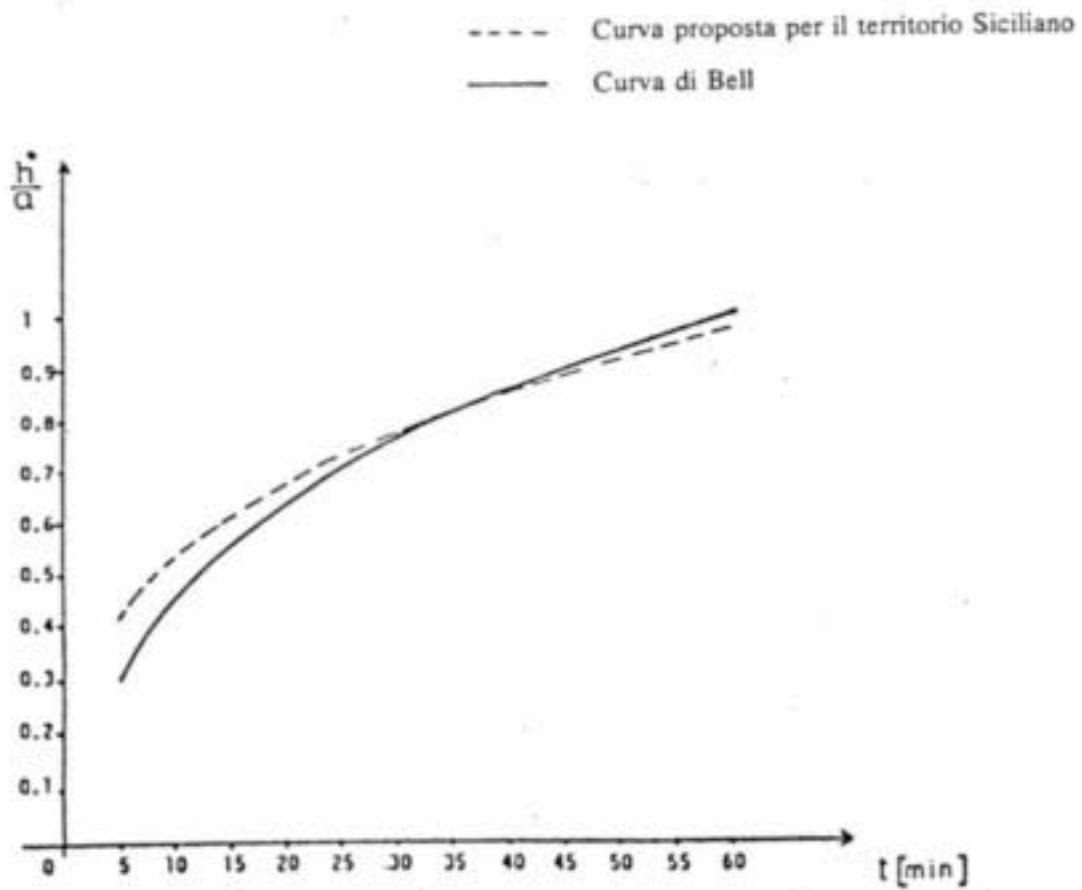


fig. 4

### 3. Lo studio delle problematiche idrauliche per i ponti

Tra le problematiche che occorre analizzare nella progettazione di un ponte, particolare importanza assumono gli effetti che genera si possono determinare a seguito dell'inserimento negli alvei delle pile e delle spalle, come lo scalzamento delle fondazioni il quale risulta principalmente dovuto ad un caratteristico fenomeno idraulico localizzato denominato *rigurgito*<sup>170</sup>.

L'inserimento delle pile nel corso d'acqua provoca infatti una contrazione della sezione liquida producendo dei vortici che risultano ad essa verticali, nonché una modificazione del pelo libero; questo risulta sopraelevato a monte del manufatto ed abbassato in corrispondenza del paramento a monte della pila.

Il fenomeno di rigurgito e di conseguenza quello di scalzamento risulta, poi particolarmente accentuato dalla eventuale presenza dei materiali trasportati dalle piene che si depositano a monte della pila elevando il livello di rischio.

Nel corso d'acqua compreso tra la zona a monte e a valle dell'opera di attraversamento insorge così la comparsa di una sezione contratta in cui si realizza un notevole incremento di velocità della corrente liquida che determina l'erosione sia del fondo sia delle pareti dell'alveo.

Di rilevante interesse risulta lo studio dell'erosione del fondo per la stabilità dell'intera opera; infatti, l'asportazione progressiva della terra dal sito, con l'andare del tempo, potrebbe causare il cedimento delle pile con conseguente collasso delle campate che su di esse poggiano.

Per ridurre il fenomeno di scalzamento è, però, possibile dotare le pile di particolari elementi aventi forma arrotondata denominati *rostri*, (fig. 5) i quali evitano la discontinuità nella corrente e l'innescò di vortici e di scie che sono la causa del rigurgito e dunque delle erosioni.

---

<sup>170</sup> Con tale termine, com'è noto, si intende la perturbazione della corrente dovuta ad un ostacolo o al brusco restringimento della sezione liquida .



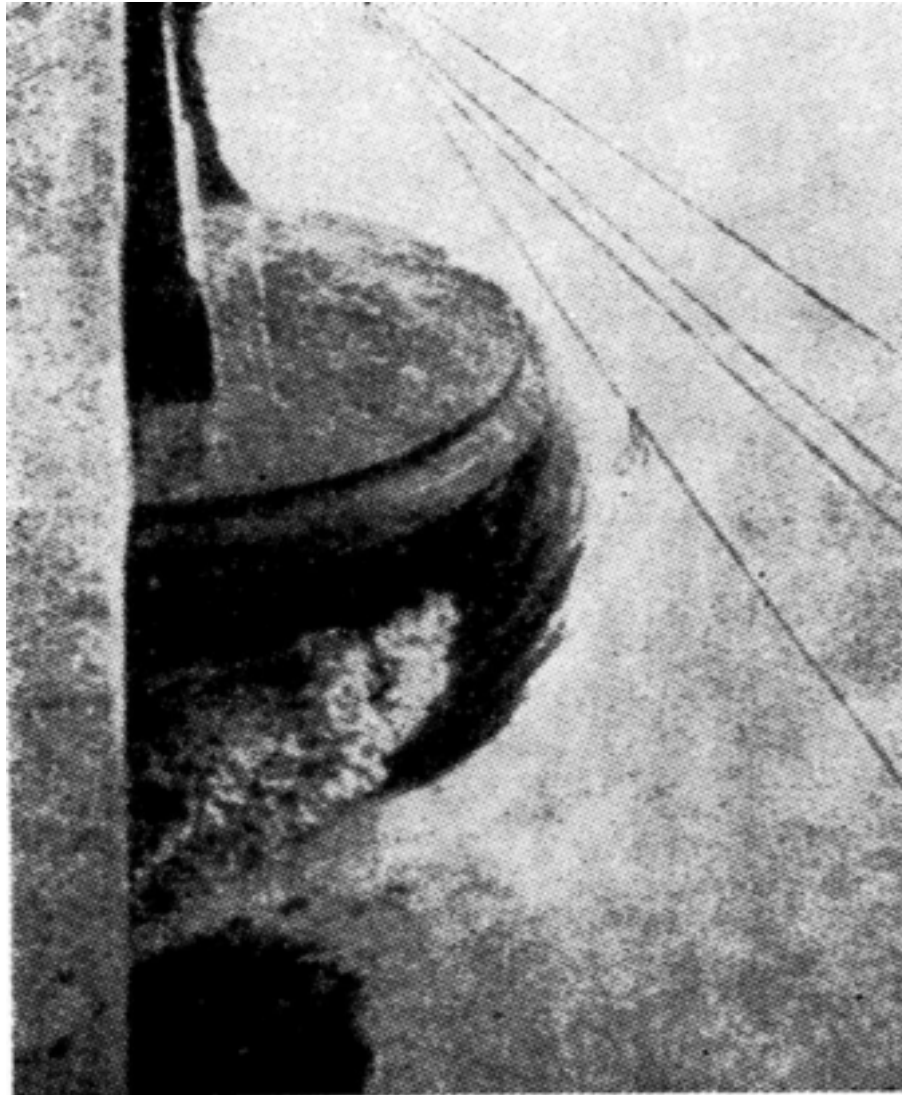


fig. 5

Quando la direzione della corrente del corso d'acqua è ben definita ed invariabile risulta conveniente adottare rostri con profili *alari*, in particolare quelli ricavati dallo Joukowski il quale le derivò, mediante la trasformazione conforme di un cerchio, dall'equazione:

$$w = 0,5 (z + 1/z)$$

ove  $w$  è un punto del piano complesso  $W$  e  $z$  il punto cartesiano corrispondente nel piano cartesiano  $Z$ .

Al cerchio, detto *fondamentale* nel piano  $z$  con centro nell'origine e con raggio pari ad 1, corrisponde nel piano  $W$ , un segmento dell'asse reale  $FF'$ , di lunghezza 2, il quale è diviso a metà dell'origine degli assi.

Ai cerchi con centro nell'origine, nel piano  $Z$ , corrispondono nel piano  $W$  ellissi confocali, di cui  $F$  ed  $F'$  sono i fuochi.

Al fascio di raggi uscenti dall'origine nel piano Z corrisponde nel piano W il fascio delle iperboli confocali, aventi ancora F ed F' come fuochi (fig.5a ).

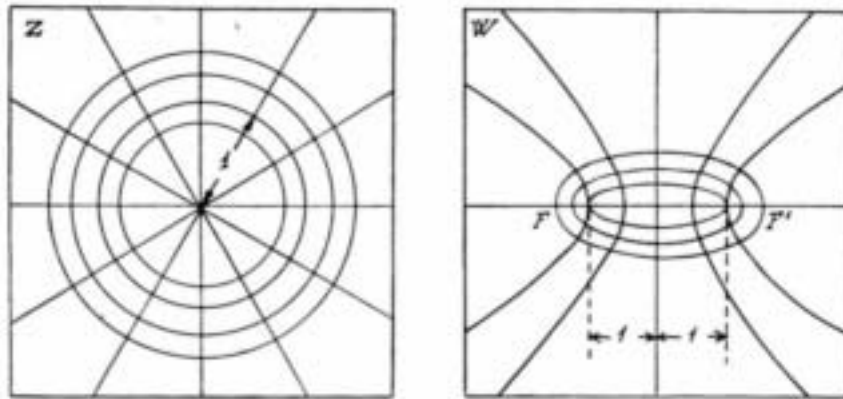


fig. 5a

Nel piano Z il fascio dei cerchi concentrici, e quello dei raggi si intersecano ad angolo retto, lo stesso avviene nel piano W per il fascio delle ellissi e quello delle iperboli .

Trasformando a mezzo della formula sopra indicata, un cerchio  $C_1$  del piano Z che abbia il centro  $O_1$  sull'asse reale, comprenda nel suo interno il cerchio fondamentale e sia tangente a questo (ad un "estremità" del diametro disteso sull'asse reale), si ottiene nel piano il profilo biconvesso simmetrico il quale ha ad una estremità (coincidente con il fuoco  $F'$  e corrispondente al punto di tangenza dei due cerchi) una cuspidine (fig. 5b).

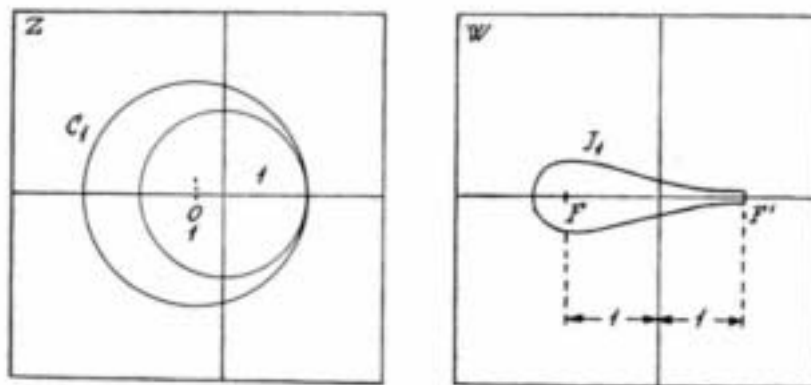


fig. 5b

Di tali profili se ne possono costruire infiniti, infatti basta variare il cerchio  $C_1$ .

Questi profili godono di proprietà idrodinamiche molto importanti: essi presentano una resistenza minima alla corrente, limitando al massimo la formazione di vortici e di scie.

Costruttivamente essi presentano l'inconveniente della cuspidi. Questa può venire in pratica eliminata, sostituendola con un piccolo raccordo, per esempio, circolare.

Si può anche procedere al disegno di un profilo senza cuspidi in coda trasformando un cerchio del piano Z col centro sull'asse reale, che non sia tangente al cerchio fondamentale, ma ne sia leggermente distaccato (fig.5c).

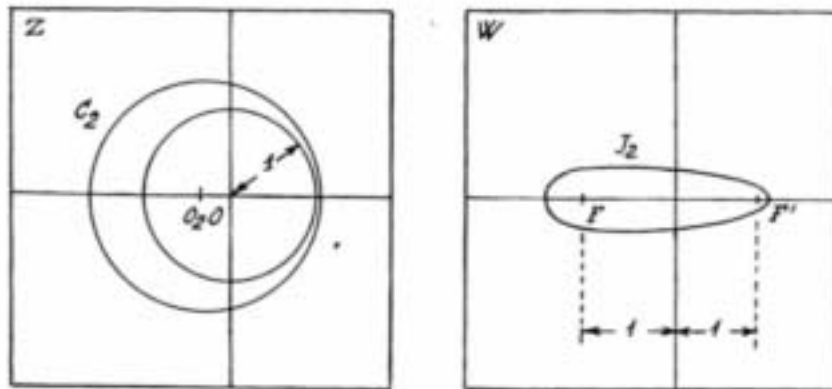


fig. 5c

Si capisce come modificando la posizione del centro ed il raggio, si possa avere un'infinità varietà di trasformate che soddisfi esigenze di tipo idraulico, statico, etc.

Un siffatto profilo dando luogo, ad una resistenza idraulica molto piccola genera un rigurgito molto limitato.

La forma aerodinamica delle pile presenta inoltre il notevole vantaggio di evidenziare l'urto di materiali galleggianti perché, data la forma rotondeggiante della prua, la deviazione dei filetti liquidi avviene a monte della stessa .

È ben noto, infatti, che l'urto contro ostacoli immersi avvenga sugli spigoli vivi, ove la corrente subisce una brusca variazione di direzione.

### 3.1 Analisi del fenomeno di rigurgito

Lo strumento matematico di cui è possibile agevolmente avvalersi per lo studio dei rigurgiti è l'equazione del moto permanente  $\Psi_9\beta$

Come accennato nel precedente paragrafo l'inserimento delle pile in un alveo causa a monte un sopralzo della corrente liquida rispetto alla situazione ante operam che prende il nome di *rigurgito effettivo*  $\div_h$ .

Analizzando tale fenomeno , secondo quanto schematizzato in fig. 6 è utile considerare tre sezioni caratteristiche:

- a monte della pila dove si verifica il rigurgito effettivo (sez. 1);
- immediatamente a valle della prima, in cui le acque si contraggono e aumentano velocità generando il *rigurgito apparente*<sup>/80</sup> (sez. 2);
- a valle dell'opera,dove i livelli dell'acqua e la velocità rimangono come nella configurazione ante operam (sez. 3).

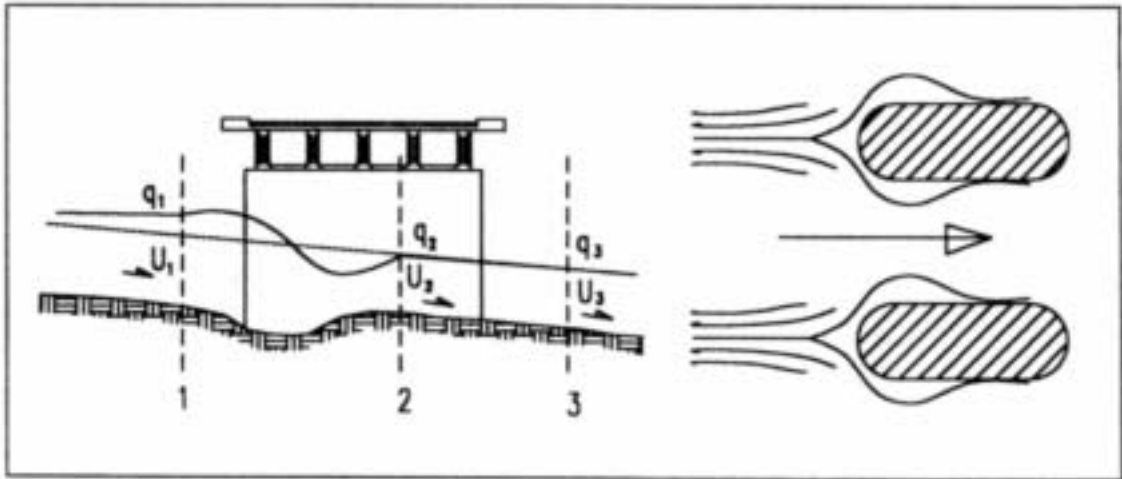


fig. 6

Indicando con  $A(i)$  l'area della sezione generica  $i$ -esima e con  $q(i)$  e  $U(i)$  rispettivamente l'altezza del pelo libero e la velocità della corrente fluida ad essa relativa si può scrivere (trascurando la perdita di energia che si verifica tra le sezioni 1 e 2), l'equazione di Bernoulli :

$$q_1 2 \zeta \frac{U_1^2}{2g} | q_2 2 \zeta \frac{U_2^2}{2g}$$

in cui  $\zeta$  risulta essere il coefficiente di Coriolis  $\Psi\beta$  prossimo il cui valore può, nella pratica, assumersi pari a 1,11.

Applicando ancora l'equazione di Bernoulli tra le sezioni 2 e 3 e considerando che le perdite di carico secondo la teoria di Borda  $\Psi\beta$  non sono più trascurabili, avremo:

$$q_2 2 \zeta \frac{U_2^2}{2g} | q_3 2 \zeta \frac{U_3^2}{2g} - \eta \frac{U_2^2 + U_3^2}{2g}$$

<sup>/80</sup> Con la denominazione rigurgito apparente si indica la differenza di quota  $\pm h_a$  del pelo libero tra le sezioni 1 e 2 sopra descritte

in cui  $\eta$  è il coefficiente di Borda che, con buona approssimazione, può considerarsi unitario  $\Psi\beta$

La caduta del pelo liquido non rigurgitato tra la sezione 1 e la sezione 3 è in genere molto piccola, tanto che si può porre:

$$\pm h = q_1 - q_3$$

Considerando oltre alle equazioni di Bernoulli, applicate alle sezioni 1 e 2, l'equazione di continuità:

$$Q = A_1 U_1 = A_2 U_2 = A_3 U_3$$

e tenuta presente la definizione di rigurgito apparente è possibile eseguire materialmente il calcolo.

Altro metodo per la determinazione del rigurgito  $\Psi\beta$  fu messo a punto da D'aubuisson, e poi modificato dal Bresse.

Il rigurgito apparente  $\pm h_a$  risulta uguale a:

$$\pm h_a = q_1 - q_2 + \zeta \frac{U_2^2 - U_1^2}{2g}$$

Ipotizzando come valore del coefficiente di Coriolis  $\zeta = 1$ , si ha:

$$\pm h_a = \frac{U_2^2 - U_1^2}{2g}$$

Dette  $Q$  la portata,  $h_1$  ed  $h_2$  le altezze nelle sezioni 1 e 2 di fig. 4 avremo:

$$U_1 = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{L h_1} = \frac{Q}{L(h_2 + h_0)}$$

trascurando la pendenza del fondo e ponendo:

$$h_1 - h_2 = q_1 - q_2 = \pm h_a$$

risulta:

$$U_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{Q}{\sigma h_2}$$

in cui  $\sigma$  è un coefficiente di contrazione dipendente dalla forma e dalle dimensioni della pila ed  $h_2$  un'incognita.

Bresse, nel particolare caso di profondità notevoli, specialmente quando, durante le piene, il fondo sotto il ponte risulta alquanto eroso, suppose di assumere  $h_2$  pari ad  $h$ .

Sotto questa ipotesi, sostituendo il rigurgito effettivo a quello apparente si ha:

$$\pm h \left| \frac{Q^2}{2g} \left( \frac{1}{\sigma^2 l^2 h^2} + 4 \frac{1}{L^2 / h^2 \pm h} \right) \right\}$$

Bresse sostituendo il rigurgito effettivo a quello apparente ricavò:

$$\pm h \left| \frac{Q^2}{2g} \left( \frac{1}{\sigma^2 l^2 h^2} + 4 \frac{1}{L^2 / h^2 \pm h} \right) \right\}$$

Tale equazione per correnti lente, conduce, però, a valori esagerati in eccesso.

L'esperienza pratica ha dimostrato che valori meno difformi dal vero si ottengono trascurando  $\pm h$  rispetto ad  $h$  e ponendo:

$$\pm h \left| \frac{Q^2}{2g} \left( \frac{1}{\sigma^2 l^2 h^2} + 4 \frac{1}{L^2 h^2} \right) \right\}$$

#### **4. Lo studio delle erosioni nelle sponde degli alvei**

Oltre ai terribili fenomeni di scalzamento delle fondazioni, l'inserimento di pile o di spalle di un ponte in un corso d'acqua può essere causa di altri preoccupanti fenomeni idraulici di tipo erosivo (come ad esempio l'asportazione di materiali dalle sponde degli alvei) che occorre adeguatamente valutare in sede progettuale.

I processi di erosione, sono da attribuire all'aumento della velocità della corrente generata dal rigurgito in una ampia zona che si estende a monte ed a valle delle pile o delle spalle; il fenomeno predetto, se non opportunamente valutato può condurre all'instabilità degli argini.

Il problema dell'asportazione di materiali dalle pareti degli alvei può, inoltre risultare particolarmente amplificato nei tratti in cui i corsi d'acqua cambiano direzione, cioè in quelle sezioni in cui sono presenti variazioni di curvatura.

Responsabile di tale elevazione del livello di rischio risulta la distribuzione asimmetrica della velocità dovuta alla presenza di moti trasversali originati dal sovrizzo della superficie libera lungo la sponda esterna, ad opera della forza centrifuga.

La componente trasversale del moto aumenta con l'intensità della velocità e diminuisce con l'elevazione dei valori del raggio di curvatura; pertanto, a curve di piccolo raggio e percorse con notevole velocità, corrisponderanno sezioni profonde e dissimmetriche, in cui la probabilità che si possano verificare fenomeni di instabilità risulta alta; viceversa, per raggi di curvatura che risultano superiori a circa tre volte la larghezza del pelo libero questi effetti diminuiscono.

L'erosione delle sponde risulta problematica per quei corsi di acqua che scorrono in zone caratterizzate da alti indici di urbanizzazione in cui si rende ancor più necessario la realizzazione di opere di protezione e, comunque, occorre che venga sempre effettuato un opportuno studio preventivo del fenomeno, per l'ottimizzazione degli standards di sicurezza.

##### *4.1 Analisi delle sollecitazioni*

Per il dimensionamento delle opere di difesa delle sponde si possono schematizzare, dal punto di vista metodologico, due differenti problematiche caratteristiche:

- 1) quelle relative alle cosiddette "*condizioni al contorno*", quali la presenza di infrastrutture industriali o di viabilità contigue all'asta idrica;

2) quelle conseguenti alle caratteristiche dei materiali del fondo dell'alveo e delle sponde ed alla particolare situazione planimetrica del corso d'acqua.

Tra i parametri caratteristici ai fini del dimensionamento della protezione delle sponde risulta essere la velocità della corrente al contatto con le stesse; essa dipende,  $\Psi\beta$  come noto, da diversi fattori (forma della sezione, scabrezza del contorno bagnato, pendenza, ecc.) e la sua distribuzione in sezione trasversale varia in curva diventando asimmetrica. Poiché la sezione normalmente soggetta all'innescò dell'attività erosiva è una di quelle poste in prossimità della parte terminale della curva, è necessario ricavare la corrispondente distribuzione della velocità media lungo la verticale.

Calcolato il valore assunto dalla variabile  $\chi\mathfrak{R}$  mediante la:

$$\chi' = 0,42\chi \frac{y_{\max}}{B} \sqrt{\frac{g}{\theta}}$$

in cui si è indicato con  $\chi^\circ$  l'angolo di deviazione della curva misurato in gradi sessagesimali; con  $y_{\max}$  la profondità massima dell'alveo rispetto al pelo libero dell'acqua; con  $B$  la larghezza della superficie libera dell'alveo; con  $g$  l'accelerazione di gravità e con  $\theta$  il coefficiente di resistenza di Chezy. Dal grafico riportato in fig. 7 è possibile ricavare l'incremento relativo di velocità in curva  $\div v'_{\max}$ , rispetto alla velocità in un canale rettilineo.

Lo stesso grafico permette di calcolare il primo coefficiente di diminuzione della velocità di erosione  $K_1 = 1/(1 + \div \tau'_{\max})$  che la distanza relativa dall'asse x della verticale caratterizzata dalla massima velocità, valutando la grandezza  $y\mathfrak{R}$

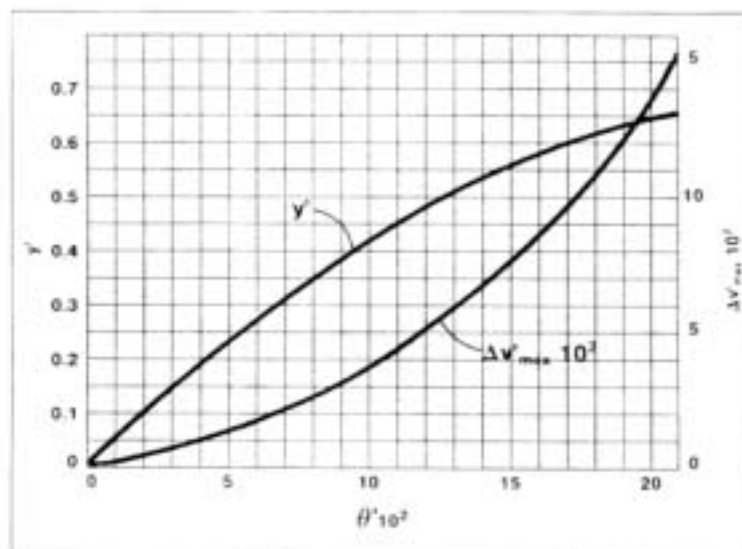


fig. 7



Il valore assoluto di tale distanza è ottenuto, quindi, utilizzando la relazione:

$$x \mid \frac{y' B}{2}$$

Noto  $x$ , ed il correlativo valore di profondità  $y^*$  in quel punto, è possibile ricavare il secondo coefficiente di riduzione della velocità di inizio erosione,  $K_2$ , che tiene conto della riduzione di profondità:

Infine, l'ulteriore coefficiente di riduzione  $K_3$ , che tiene conto del decremento di

$$K_2 \mid \left( \frac{y^*}{y_{\max}} \right)^{1/6}$$

stabilità delle particelle costituenti l'alveo, per effetto della pendenza delle sponde, nonché delle correnti trasversali, risulta determinato attraverso l'equazione:

$$k_3 \mid \sqrt{\sqrt{\frac{m^2 4 m_0^2 \cos^2 \pi}{12 m^2} 4 \frac{m_0 \sin \pi}{\sqrt{12 m^2}}}}$$

in cui viene indicato con:  $m$  la pendenza delle sponde, con  $m_0$  il coefficiente di riposo del materiale, con  $\pi$  l'angolo formato dalla direzione del flusso e dalla linea d'intersezione del piano orizzontale con la sponda.

Risultando in genere tale angolo piuttosto piccolo, si può porre  $\cos \pi \approx 1$  e  $\sin \pi \approx \text{tg} \pi$ , per cui si ottiene la seguente espressione semplificata:

$$k_3 \mid \sqrt{\sqrt{\frac{m^2 4 m_0^2}{12 m^2} 4 \frac{11 (y^* m_0)}{Rc \sqrt{12 m^2}}}}$$

Il coefficiente  $K$  di riduzione globale della velocità critica di erosione è dato dal prodotto dei tre coefficienti relativi sopra descritti:

$$K = K_1 K_2 K_3 < 1$$

Ottenuto il valore di tale coefficiente è possibile analizzare la stabilità dell'intera sezione, considerato che, nella generalità dei casi, nella pratica, le condizioni critiche non si verificano in corrispondenza della massima velocità, bensì in una posizione più prossima alla sponda.

A tale scopo, si può fare riferimento alla distribuzione media di velocità sulla larghezza mediante la formula:

$$v_{cp} \mid v_{\max} \left( 14 \frac{y^*}{y_{\max}} \right)^{0.4}$$

in cui risulta  $v_{\max} \approx v_{\text{media}} / 0,945$  e, quindi, occorre verificare che:

$$v_{cp} \geq \Omega K v_{\text{critica}}(m, m_0)$$

Le sezioni trasversali in cui la velocità della corrente supera la velocità critica, diventano asimmetriche e presentando un maggior approfondimento in corrispondenza del lato esterno della curva; il cosiddetto *thalweg*,  $\Psi 5\beta$  (fig. 8) che risulta essere l'intersezione tra gli andamenti delle pendenze trasversali del fondo alveo e indica la massima velocità della corrente, assume una posizione che tendenzialmente si sposta verso l'esterno delle curve.

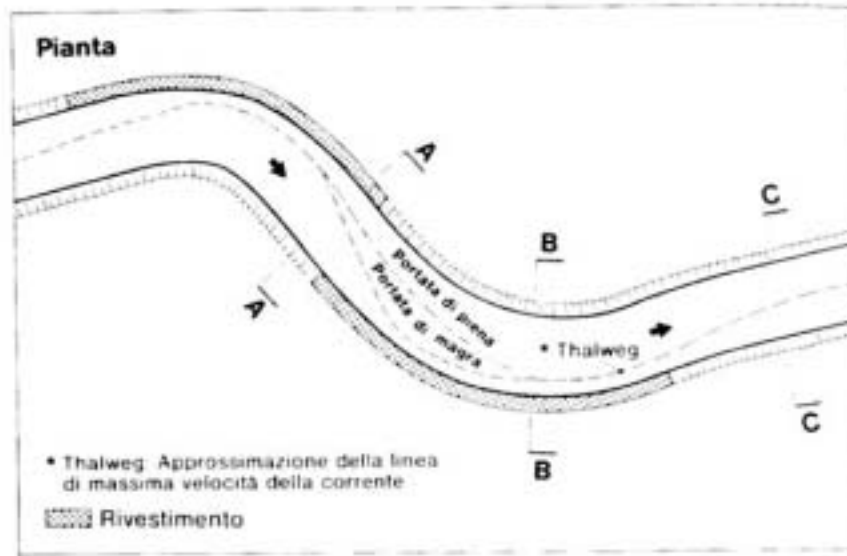


fig. 8

Oltre alla velocità anche la portata influenza la geometria delle sezioni trasversali; durante le piene il letto del fiume si erode nelle sezioni più strette facendo accumulare il materiale asportato nelle zone a minore profondità a valle delle curve (fig 9 sez.B-B).

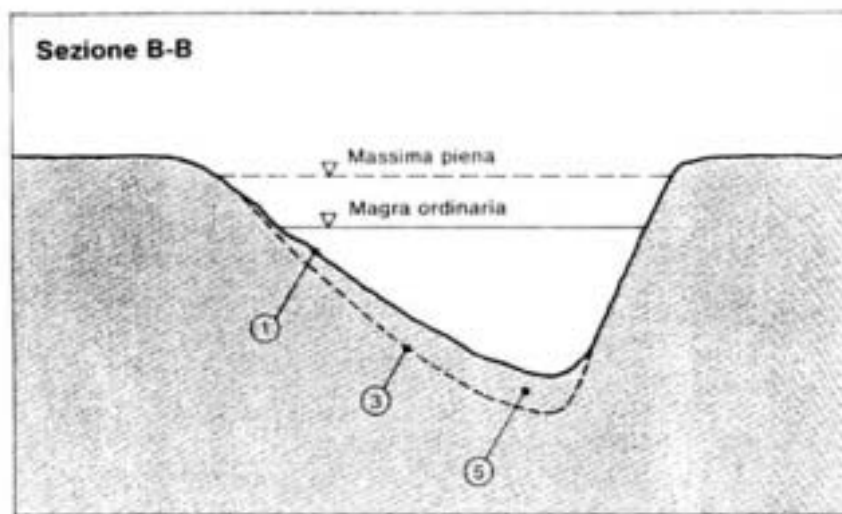


fig 9

Nelle fasi di magra si erodono, invece, le zone a profondità minore, provocando un interrimento delle zone già incise durante le piene (fig.10 sez.A-A).

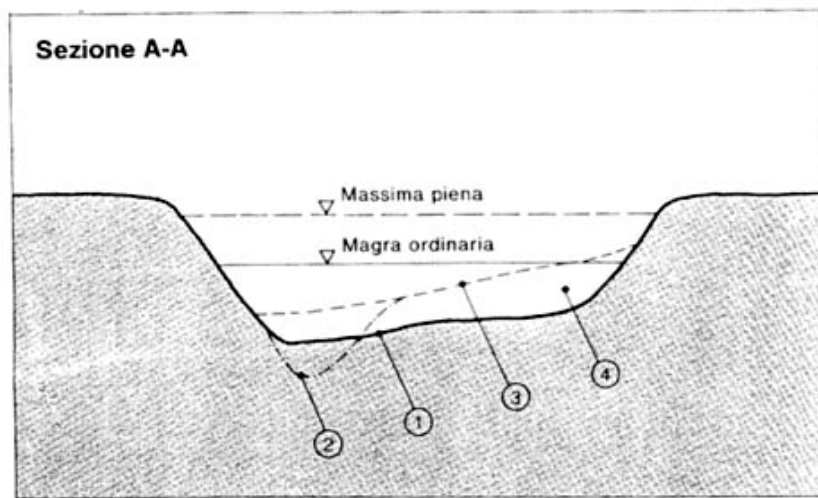


fig. 10

Questi cicli di erosione e deposito caratterizzano soprattutto i grandi fiumi di pianura. L'analisi della stabilità delle sponde che occorre condurre nella progettazione di un intervento viario deve, comunque opportunamente considerare oltre l'aspetto dinamico della corrente anche l'aspetto geotecnico visto che l'azione resistente delle sponde allo sforzo tangenziale esercitato dalla corrente è funzione della natura e della granulometria del materiale costituente le pareti laterali del corso d'acqua. Quindi, risulta intuibile come le velocità massime ammissibili siano diverse in relazione al tipo di terreno con cui è costituita la sponda (fig. 11, 12, 13)

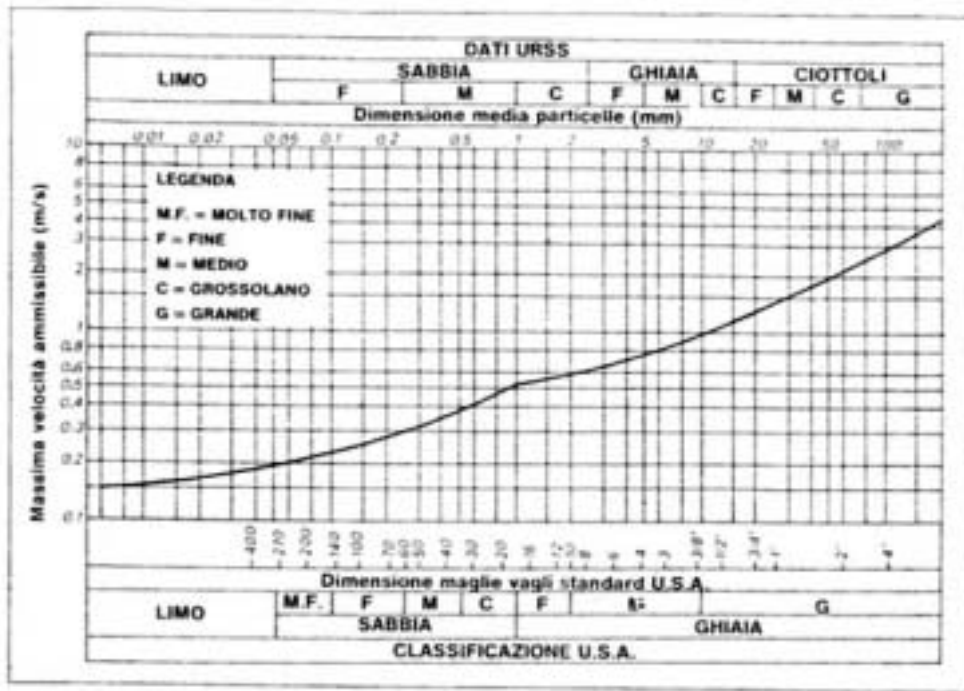


fig. 11 Velocità massime ammissibili per terreni incoerenti

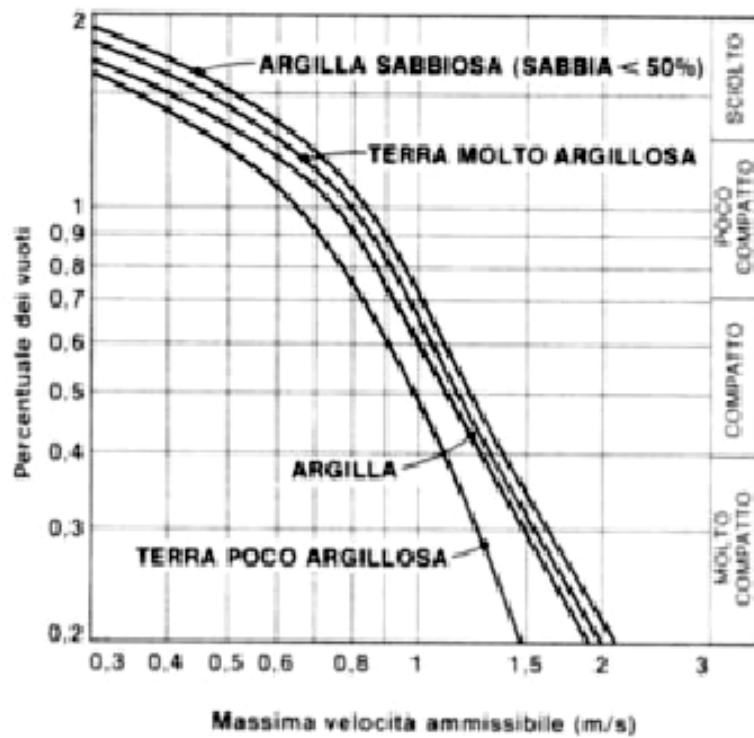


fig. 12 Velocità massime ammissibili per terreni coerenti

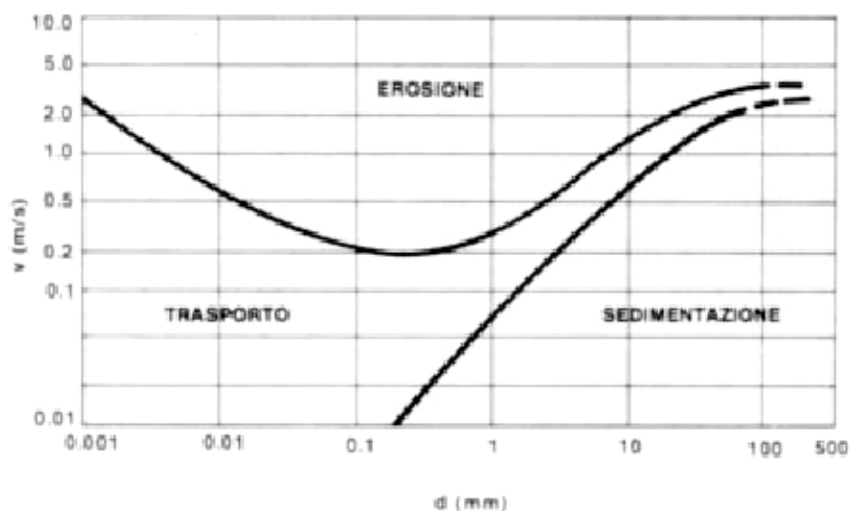


fig.13 massimo sforzo unitario alle pareti per terreni incoerenti

Più difficile risulta la stima della stabilità della scarpata, infatti la diversa natura dei materiali, la disomogeneità degli stessi, la presenza di eventuali falde, rendono indispensabile una verifica di dettaglio al fine di stabilire la superficie di scorrimento più pericolosa.

A scopo indicativo, per le applicazioni pratiche si riportano di seguito le pendenze generalmente consigliate in funzione della natura delle terre costituenti le sponde (tab. 3).

Tab. 3

Classe	Natura delle terre	Pendenza scarpate
1	Terre argillose di notevole compattezza (forti o da piccone) .....	1:1 - 1:1,25
2	Terre argillose-sabbiose di media compattezza .....	1:1,25 - 1:1,50
3	Terre limose-argillose e sabbiose-argillose di scarsa compattezza (tenere o da vanga)	1:1,50 - 1:1,75
4	Terre sabbiose fini incoerenti (sciolte o da pala), terre umifere e terre torbose .....	1:1,75 - 1:3

## 5. La progettazione delle opere di difesa delle sponde: criteri ed indirizzi operativi

Nella progettazione di un'opera d'arte di attraversamento per difendere le sponde dell'alveo interessato dai possibili fenomeni di erosione, evitando il pericolo di eventuali dissesti del corpo stradale, occorre effettuare preventivamente un'adeguata sistemazione idraulica del corso d'acqua; tale intervento può essere realizzato mediante l'impiego di diverse strutture di presidio, che si possono distinguere in: flessibili, materiali sciolti, rigide e semirigide

Tra le prime (fig.14, 15, 16) sono da annoverare le fascinate, i materiali sintetici (georeti tridimensionali, geogriglie oppure geotessili aventi funzione di contenitore di sabbia) e le strutture in gabbioni e materassi Reno.

Tali strutture flessibili trovano proficuo impiego per prevenire cedimenti differenziali del terreno e possono sopportare elevate deformazioni, sono permeabili e attenuano significativamente le pressioni e il fenomeno del sifonamento; esse sono inoltre facilmente ripristinabili, in caso di necessità

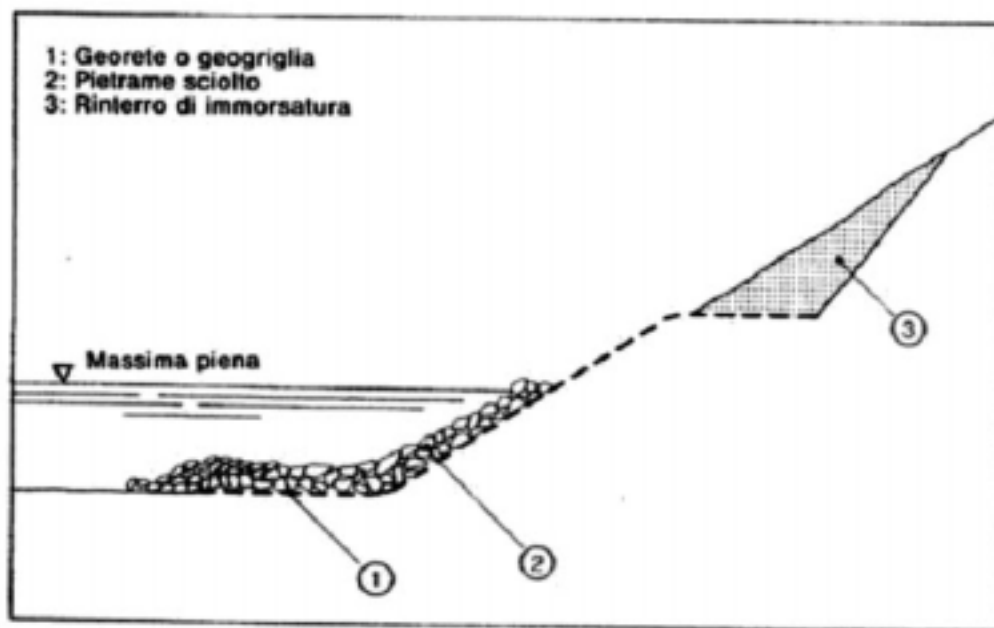


fig. 14

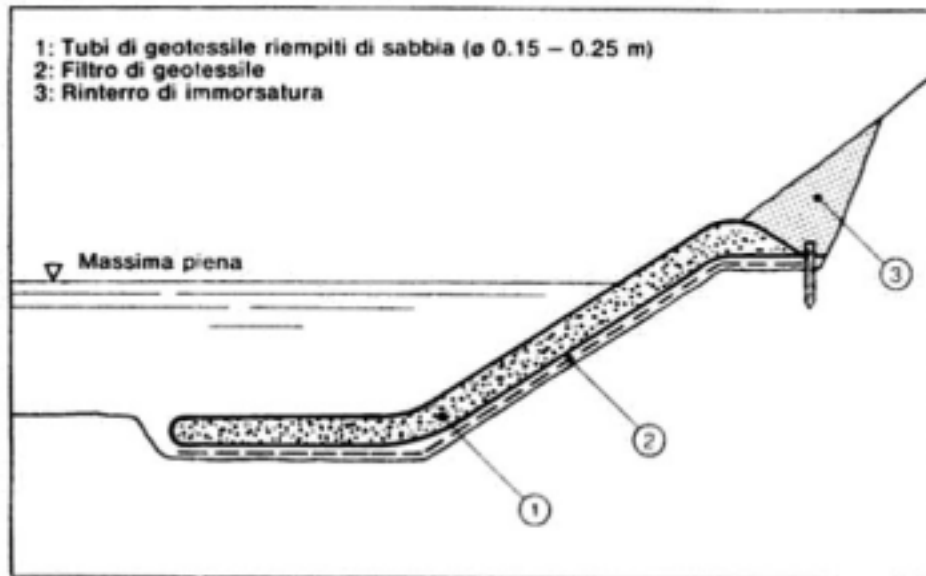


fig. 15

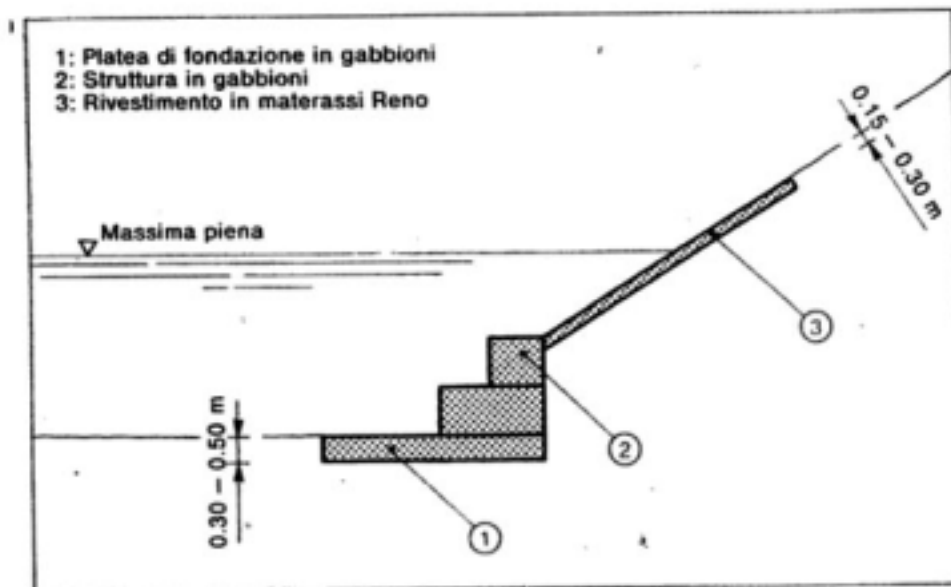


fig. 16

Le opere in materiale sciolto (fig. 17) sono, invece costituite da strati di massi naturali od artificiali disposti in maniera casuale. Tali opere si adattano bene ad interventi mirati alla prevenzione di cedimenti del terreno di fondazione e delle sponde e, però necessitano di notevoli volumi iniziali e di ricariche che risultano essere generalmente abbastanza onerose.

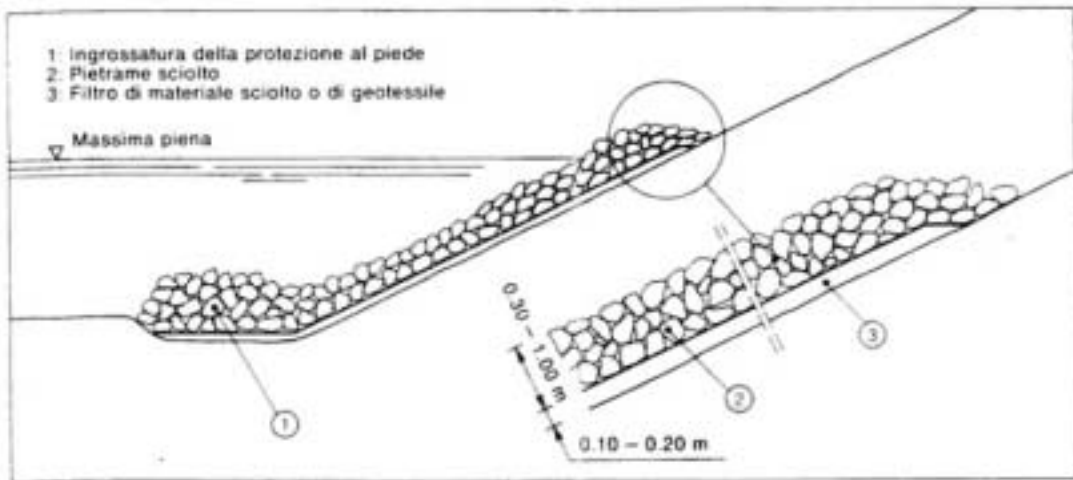


fig. 17

Tra le strutture rigide (fig.18, 19, 20) si possono, poi annoverare le murature in pietrame con malta o quelle in calcestruzzo semplice od armato; esse non ammettono movimenti e risultano particolarmente sensibili ai cedimenti provocati dagli scalzamenti del terreno di fondazione o da movimenti franosi e, quindi, necessitano di fondazioni su pali che comportano costi non indifferenti; queste strutture risultano, inoltre, impermeabili e per questo, a parità di condizioni, sono soggette a spinte più elevate rispetto ad altre opere permeabili.

Tali strutture rigide non si prestano, in ogni caso ad interventi la cui realizzazione venga differita progressivamente nel tempo, infatti il costo relativo ad eventuali loro modifiche risulta sempre molto elevato.

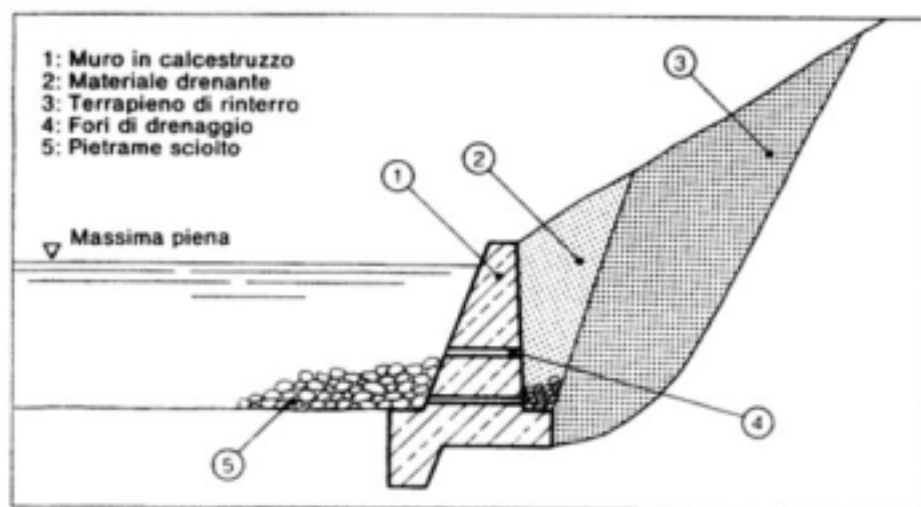


fig. 18



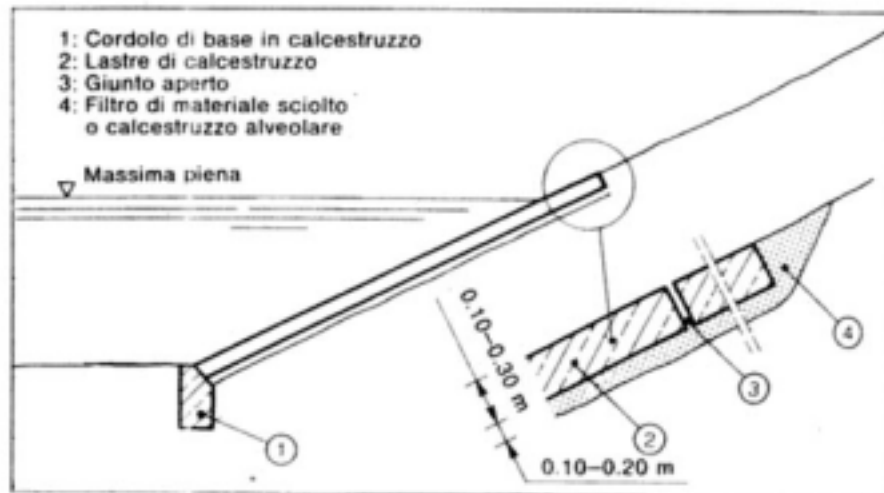


fig. 19

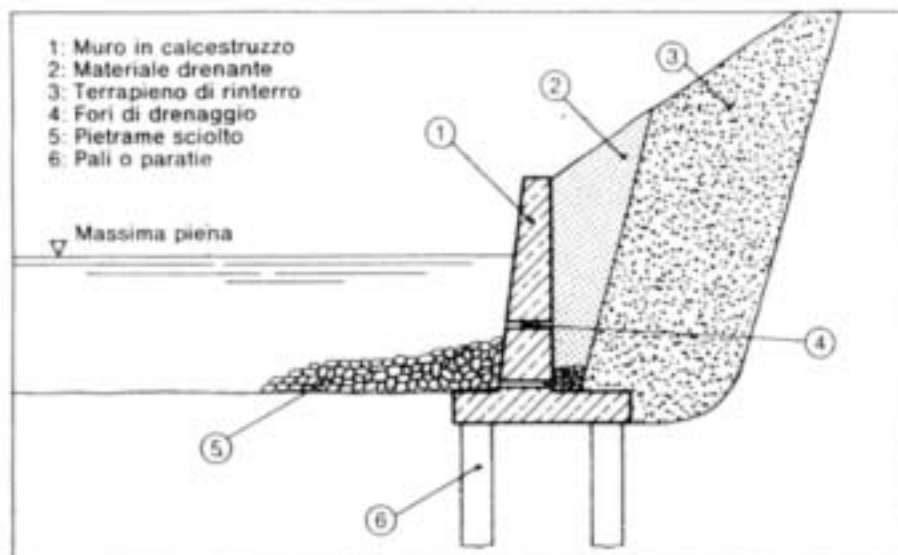


fig.20

Infine, tra le strutture semirigide sono da classificare le murature a secco, i rivestimenti costituiti da elementi in calcestruzzo semplice od armato (collegati da perni o legature), i prodotti costituiti da geotessile contenente calcestruzzo, e altre opere similari. Queste (fig. 21, 22) risultano più leggere di quelle rigide e come tali strutture, salvo rare eccezioni, risultano poco deformabili e difficilmente adattabili al caso di cedimenti differenziali, per cui necessitano di fondazioni poggianti su terreni stabili ed al riparo dagli scalzamenti.

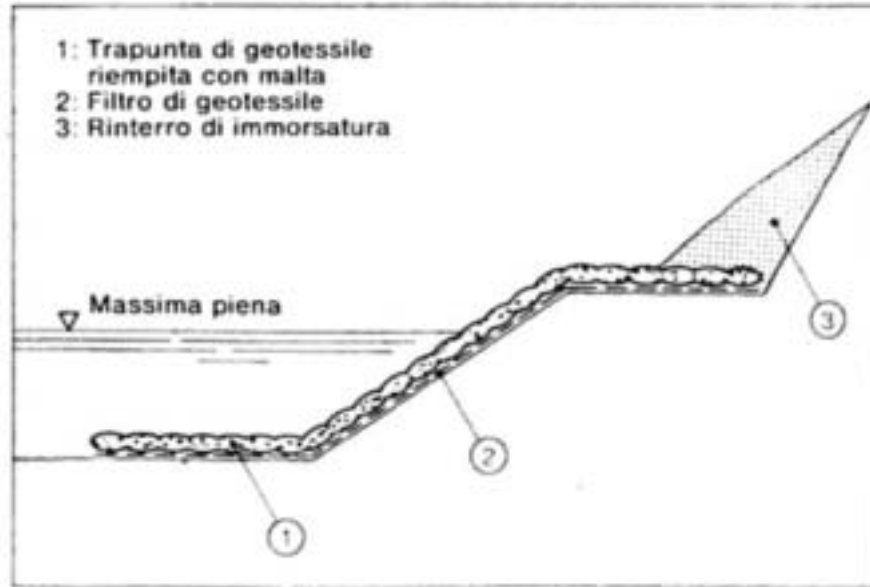


fig. 21

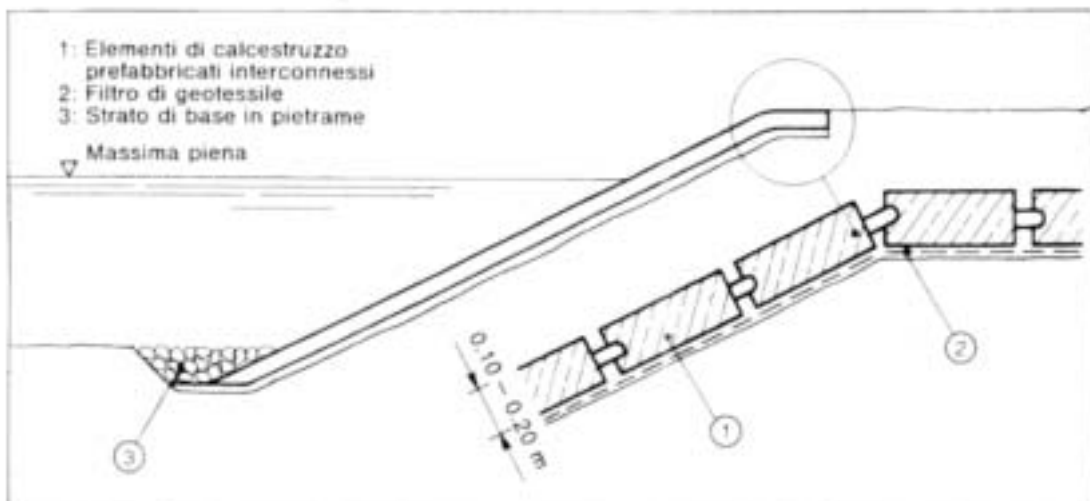


fig. 22

## 6. Calcolo idraulico di un tombino: un caso-tipo

### 6.1 Generalità

I tombini sono opere d'arte che hanno la funzione di consentire l'attraversamento del corpo stradale alle acque meteoriche raccolte a monte mediante canalizzazioni naturali (impluvi) ed artificiali (fossi di guardia e cunette); solitamente, essi vengono posizionati in corrispondenza alle linee di impluvio del terreno.

Si presentano sotto varie forme (tubolare a piattabanda, a volta o scatolare) e perciò la scelta va fatta in funzione della natura dei terreni di posa, dei sovraccarichi e della portata di acqua che deve essere smaltita.

Per ripartire i notevoli carichi trasmessi dai veicoli moderni è buona norma assicurare che tra il manufatto e la pavimentazione vi sia uno strato di terreno dello spessore di almeno 80 cm.

Inoltre, ogni tombino deve avere nella parte a monte un pozzetto per la raccolta delle acque, allo scopo di lasciare depositare i detriti trascinati dalla corrente, ed evitare che venga ostruita la canna.

La pendenza da assegnare al fondo del condotto deve essere sufficiente ( $1 \div 4\%$ ) per consentire lo smaltimento delle acque torbide; nel caso in cui la pendenza naturale del terreno superi il  $20 \div 25\%$  conviene ridurre la pendenza per mezzo di una gradonatura.

Nel dimensionamento della sezione idraulica, bisogna evitare che essa risulti eccessivamente larga perché in tal caso la sedimentazione dei materiali solidi trasportati dalla corrente potrebbe determinare un'ostruzione della corrente; d'altra parte, un'altezza eccessiva d'acqua a parità di altre condizioni, darebbe luogo a notevoli velocità ed a forti azioni di trascinamento che, in presenza di acque torbide, possono causare erosione nella superficie del manufatto.

Solitamente i tombini si dimensionano in modo che la sezione venga occupata solo parzialmente dall'acqua.

Infatti è noto che nelle sezioni chiuse la portata  $Q$ , corrispondente alla condizione di riempimento totale, è minore della portata massima che può essere convogliata in condizione di parziale riempimento (fig. 23); tale fenomeno risulta dovuta al fatto, che, in corrispondenza del massimo riempimento è massimo il contorno bagnato.

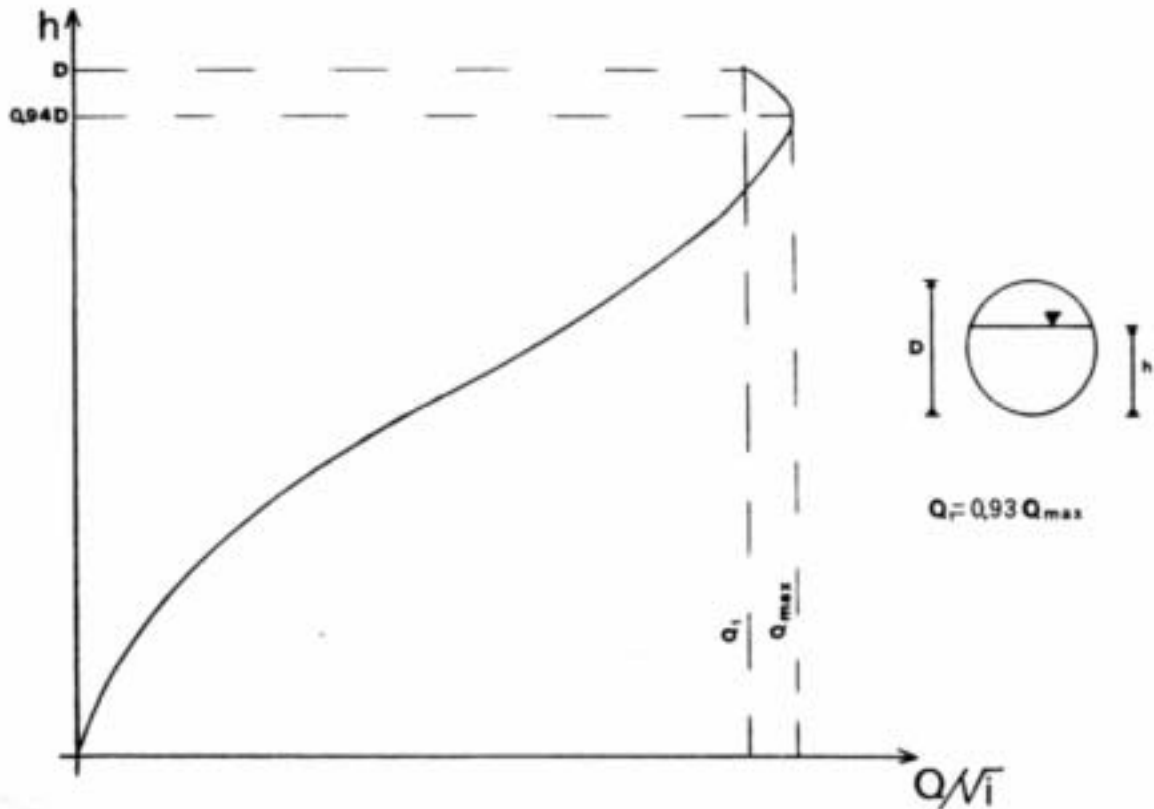


fig .23

Nel caso di sezione circolare, la portata massima si ha per un'altezza pari ad  $h=0,94 D$ ; per valori di altezza maggiori, la portata diminuisce gradualmente e raggiunge il valore  $Q_1 = 0,93 Q_{max}$  quando la sezione è piena.

Per assicurare il funzionamento a superficie libera occorre prevedere, in sede di calcolo, un opportuno *franco* tra il pelo libero e la sommità della sezione .

Solitamente, esso, per le opere stradali può viene assunto pari al 20 ÷ 30% dell'altezza della sezione.

### 6.2. Verifica idraulica di un tombino .: 1500

Si ipotizzi, ora, di voler procedere alla verifica idraulica di un tombino di diametro 1500 mm (fig. 24), per un tempo di ritorno  $T = 20$  anni, che debba smaltire le acque di un bacino imbrifero situato nei pressi di Reggio Calabria, avente le seguenti caratteristiche:

Area = 0,91 Km<sup>2</sup>

Lunghezza asta principale = 0,6 Km

Altezza media = 120 m

Acquisiti i dati relativi alle altezze di pioggia per le durate  $t = 1, 3, 6, 12, 24$  ore, per un congruo periodo di tempo (ad esempio, 10 ÷ 25 anni e, nel caso specifico 18 anni)

rilevate in una stazione pluviometrica che ricade all'interno del bacino interessato (tab. 4), si procede ad un'opportuna analisi statistica degli stessi (tab. 5); ciò al fine di ricavare i parametri legati alle altezze di pioggia caduta in un intervallo temporale  $t$  pari al tempo di corrivazione  $t_c$  (per il quale si ha la massima portata di deflusso).

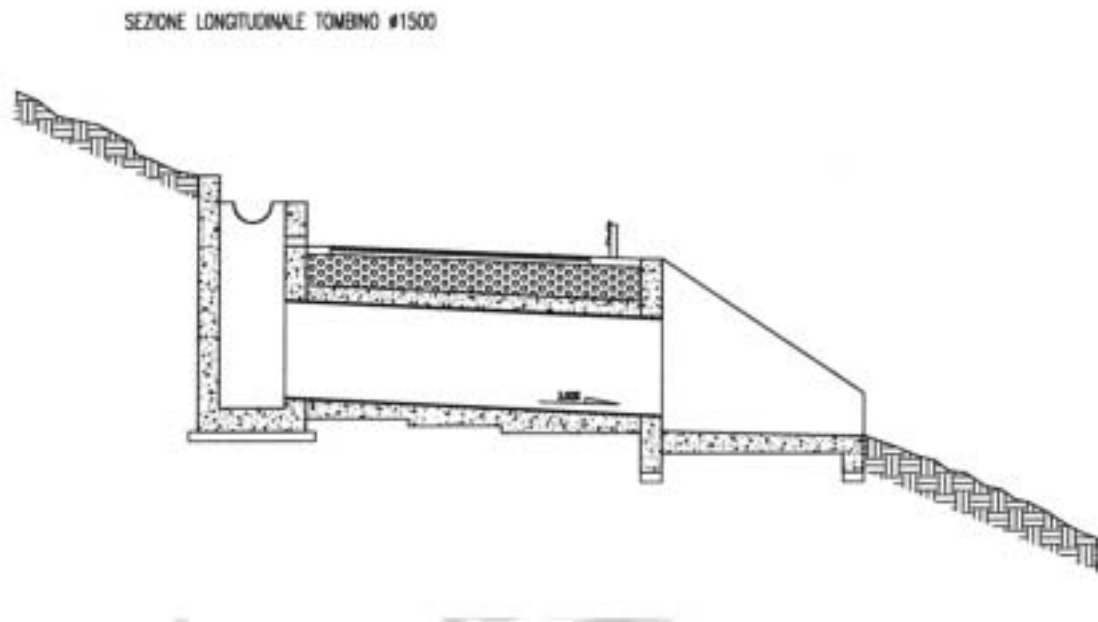


fig. 24

Tramite la formula di Giandotti si ricava il tempo di corrivazione:

$$t_c = (1.5 L + 4 A^{0.5}) / [0.8 (H)^{0.5}]$$

in cui:

$H$   $\Psi$ h $\beta$  altitudine media del bacino;

$L$   $\Psi$ Km $\beta$  lunghezza dell'asta principale;

$A$   $\Psi$ Kmq $\beta$  area bacino;

per cui risulta  $t_c = 0,538$  h

Dall'elaborazione predetta dei dati si ricava il coefficiente  $C_v$  mediante la:

$$C_v = \frac{5 C_{v1}}{5}$$

e pertanto si ottiene  $C_v = 0,40996$  e, quindi,  $K'$  attraverso la:

$$1,795/K' = (1/C_v) - 0,45$$

Ottenuto il suddetto parametro, che per l'esempio in questione risulta  $K' = 0,9023$ , si calcola il coefficiente di crescita  $K_T$  (relativo al tempo di ritorno assunto, per l'opera idraulica in questione, pari a  $T = 20$  anni)

$$K_T = (1 - K' \log_{10} T/T-1) / (1 + 0,251K')$$

il cui valore è  $K_T = 1,764$ .

Per ottenere la massima altezza di pioggia di durata  $t$  relativa al prefissato tempo di ritorno utilizzando l'espressione:

$$\bar{h}_{t,T} = \sigma_t K_T$$

in cui:

$$\sigma_t = at^n$$

dove le variabili  $a$  ed  $n$  possono essere calcolate mediante il seguente modello lineare:

$$\log \bar{h}_t = \log a + n \log t$$

facendo riferimento alle altezze medie di pioggia  $\bar{h}_t$  relative alle durate di 1ora e di 24 ore (tab 3) si ottiene che:

per  $t = 1$ ,  $\log t = 0$  e, quindi  $\bar{h}_t = a = 28,35$ , mentre, per  $t = 24$  si ha  $n = 0,318697$ .

Quindi, risulta che la massima altezza di pioggia di durata  $t = t_c$  relativa ad un tempo di ritorno  $T = 20$  anni, è:

$$h = 41,04 \text{ mm}$$

mentre l'intensità di pioggia:

$$i = h/t_c = 76,29 \text{ mm/h}$$

La massima portata che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino si determina utilizzando l'espressione:

$$Q = \pi i A^{3,6} \Psi t_c^3 / s \beta$$

in cui

$A = 0,91 \text{ Km}^2$  area del bacino imbrifero

$\pi = 0,5$  coefficiente di deflusso

$i = 76,29 \text{ mm/h}$  intensità di pioggia

risulta:

$$Q = 9,64 \text{ mc}^3/\text{s}$$

Per la determinazione della portata massima che può defluire attraverso il tombino  $\therefore 1500$ , si applica la nota relazione di Chezy:

$$Q = \theta A \sqrt{R i}$$

con:

$\theta = c R^{1/6}$  coeff. di scabrezza (formula di Gauckler- Strickler);

$c = 70$  coeff. di resistenza per canale con pareti in lamiera ondulata;

$R = A/C$  raggio idraulico;

$A$  area di sezione liquida;

$C$  contorno bagnato;

$i = 3\%$  pendenza del tombino.

Assumendo un grado di riempimento della canna pari a  $h = 0,75$ , si ha:

$$A = \frac{\pi}{4} (\phi/6 + \sqrt{3}/16)^2 = 1,4217 \text{ mq}$$

$$C = \frac{2}{3} \phi \therefore = 3,1416 \text{ m}$$

$$R = 0,4525 \text{ m}$$

da cui, si perviene ad una portata pari a:

$$Q \approx 10,16 \text{ mc/s}$$

Quindi, essendo la portata che può defluire attraverso la canna del tombino, maggiore della massima portata prevedibile (relativa al prefissato tempo di ritorno  $T = 20$  anni):

$$Q \gg Q = 9,64 \text{ mc/s}$$

la verifica idraulica in esame risulta soddisfatta.

tab. 4 - Pioggia di massima intensità (in mm) misurata nella stazione pluviometrica di Reggio Calabria

Anno	D				
	ur				
	at				
	a				
	1h	3 h	6 h	12 h	24 h
1982	52,0	76,0	79,6	82,8	84,8
1983	26,0	35,8	49,2	73,8	88,4
1984	32,8	45,2	45,6	47,6	57,2
1985	73,2	91,0	91,2	91,2	91,2
1986	16,0	39,6	41,6	54,0	70,4
1987	37,6	65,6	87,6	91,0	118,0
1988	12,6	30,0	57,0	89,6	163,0
1989	25,3	31,0	44,0	70,4	76,2
1990	20,0	34,4	40,0	50,6	58,6
1991	17,4	23,0	39,8	65,0	86,0
1992	23,6	34,4	42,4	51,6	77,0
1993	29,8	56,8	61,6	62,0	62,0
1994	26,4	26,4	35,0	35	37,2
1995	8,4	17,4	27,4	42,4	47,4
1996	16,8	19,4	32,0	45,6	59,0
1997	29,2	44,4	51,6	75,6	108,8
1998	14,8	18,8	27,6	46,4	65,6
1999	48,4	54,4	54,4	54,4	54,4

tab. 5 - Elaborazione statistica dei dati pluviometrici

Dati statistici	Durata				
	1h	3 h	6 h	12 h	24 h
$\bar{h}$	28,35	41,3111	50,4222	62,7222	78,0667
$S_t$	15,6834	19,9687	18,4685	17,4406	28,8347
$Cv_t$	0,553	0,4833	0,3662	0,278	0,3693



## **7. Calcolo idraulico di un fosso di guardia**

### *7.1 Generalità*

I fossi di guardia rappresentano un'importante opera a difesa del corpo stradale; essi servono per convogliare negli impluvi naturali le acque superficiali che, per la naturale conformazione del terreno, verrebbero altrimenti a raccogliersi ai piedi del rilevato od a invadere le trincee provocando, così, cedimenti dei rilevati o delle scarpate delle trincee.

In generale, la sezione di un fosso di guardia ha forma trapezia e, in taluni casi, triangolare .

La prima presenta, di norma, una base minore avente lunghezza maggiore a 30 cm. onde permettere ai mezzi meccanici di rimuovere i materiali depositati dalla corrente o franati dalle sponde; l'inclinazione di queste ultime viene stabilita in funzione della natura del terreno (ove occorre inserire il canale) e del materiale con cui realizzare il rivestimento.

Di norma per i canali, in terra la scarpa è compresa fra 1/1 e 2/1: il primo di tali valori è ammissibile solo per terreni prevalentemente argillosi, compatti, con sponde rivestite in zolle, il secondo è adoperato, invece, nel caso di terreni sciolti. Nella pratica delle costruzioni stradali, di solito, si usa rivestire le sponde e il fondo del fosso con calcestruzzo magro.

Questa soluzione consente notevoli economie nella manutenzione rispetto ai fossi con sponde in terra; infatti, il rivestimento in c.l.s. fa sì che le opere d'arte non necessitino di periodici lavori di risagomatura e asportazione della vegetazione, la quale potrebbe condizionare il libero deflusso delle acque.

Dal punto di vista esecutivo è opportuno realizzare canali non molto profondi, in modo da mantenere la velocità massima della corrente entro limiti accettabili e contenere, al tempo stesso, le spese di costruzione; è altresì preferibile adoperare una larghezza non eccessiva per evitare che si verifichino velocità troppo basse per le portate più piccole.

Per i fossi con sponde in terra, la velocità della corrente deve essere compresa tra un valore massimo (60 cm/sec.), tale da evitare le erosioni delle pareti e del fondo, ed un minimo tale da evitare depositi (30cm/sec.).

## 7.2 Verifica idraulica di un fosso di guardia

Si ipotizzi di voler procedere alla verifica (utilizzando la curva di probabilità pluviometrica) di un fosso di guardia (fig. 25), che debba smaltire le acque di un bacino imbrifero situato nei pressi di Reggio Calabria, avente le seguenti caratteristiche:

Area = 0,31 Km<sup>2</sup>

Lunghezza asta principale = 0,1 Km

Altezza media = 100 m

Acquisiti i dati delle altezze di pioggia, per un periodo di 18 anni, relative alla durata di 60' (rilevate in una stazione del S.S.I. situata nei pressi del bacino imbrifero) se ne è calcolata la media (tab. 6).

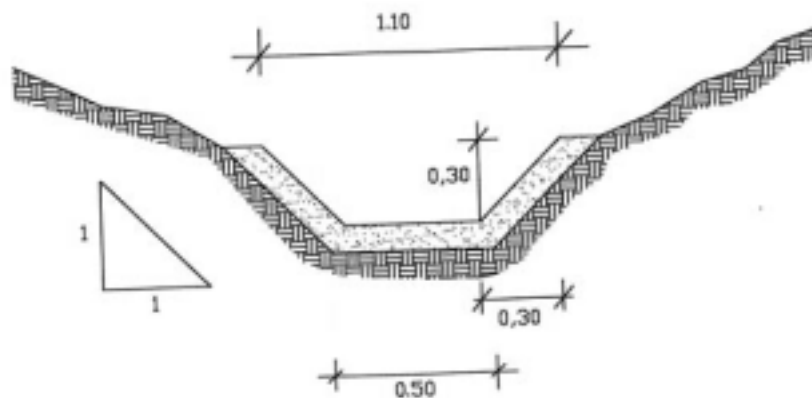


fig. 25

Com'è noto la massima portata di deflusso si ha per piogge cadute in un intervallo temporale pari al tempo di corrivazione  $t_c$  che può essere ricavato agevolmente tramite la nota formula di Giandotti:

$$t_c = (1.5 L + 4 A^{0.5}) / [0.8 (H)^{0.5}]$$

in cui

$L$  [Km] lunghezza dell'asta principale;

$A$  [Km<sup>2</sup>] area bacino;

$H$  [m] altitudine media del bacino.

per cui risulta  $t_c = 0,297$  h,

che sostituito nella:

$$h(t_c)/h(60) = 0,240 t_c^{0,340}$$

permette di ricavare il rapporto di pioggia  $h(t_c) / h(60)$  che risulta essere pari a 0,1588.

Moltiplicando tale valore per la media delle altezze di pioggia di durata pari a 60 minuti si ottiene l'altezza di pioggia relativa al tempo di corrivazione che risulta:

$$h(t_c) = 4,50198 \text{ mm}$$

Quindi, l'intensità di pioggia è:

$$i = h(t_c) / t_c = 15,16 \text{ mm/h}$$

La massima portata che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino si ottiene tramite la:

$$Q = \pi i A / 3,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

in cui:

$A = 0,31 \text{ Km}^2$  area del bacino imbrifero;

$i = 15,16 \text{ mm/h}$  intensità di pioggia;

$\pi = 0,5$  coefficiente di deflusso.

per cui si ha:

$$Q = 0,65 \text{ m}^3/\text{s}$$

Per la determinazione della portata massima che può defluire attraverso il fosso di guardia, si applica la nota relazione di Chezy:

$$Q = \theta A \sqrt{R i}$$

con:

$\theta = c R^{1/6}$  coeff. di scabrezza (formula di Gauckler-Strickler);

$c = 90$  coeff. di resistenza per pareti in calcestruzzo;

$A$  area di sezione liquida;

$C$  contorno bagnato;

$R = A/C$  raggio idraulico;

$i = 3\%$  pendenza del fosso di guardia.

Assumendo un'altezza di riempimento pari a  $h = 0,75$ , si ha:

$A = 0,16 \text{ m}^2$

$C = 1,14 \text{ m}$

$R = 0,144 \text{ m}$

da cui, si perviene ad una portata pari a:

$$Q = 0,70 \text{ m}^3/\text{s}$$

Quindi, essendo la portata, che può defluire attraverso il fosso di guardia, maggiore della massima portata prevedibile:

$$Q \gg Q = 0,65 \text{ mc/s}$$

la verifica idraulica in esame risulta soddisfatta.

tab. 6 - Piogge di massima intensità (in mm) misurate nella stazione pluviometrica Reggio Calabria

<i>DURATA</i>	
<i>ANNO</i>	<i>lh</i>
<i>1982</i>	52,0
<i>1983</i>	26,0
<i>1984</i>	32,8
<i>1985</i>	73,2
<i>1986</i>	16,0
<i>1987</i>	37,6
<i>1988</i>	12,6
<i>1989</i>	25,3
<i>1990</i>	20,0
<i>1991</i>	17,4
<i>1992</i>	23,6
<i>1993</i>	29,8
<i>1994</i>	26,4
<i>1995</i>	8,4
<i>1996</i>	16,8
<i>1997</i>	29,2
<i>1998</i>	14,8
<i>1999</i>	48,4
<i>media</i>	28,35

## 8. Verifica all'erosione delle sponde di un fiume

Nella progettazione di un ponte per l'attraversamento di un fiume risulta necessario procedere alla verifica preventiva dell'entità dell'erosione delle sponde in prossimità dell'opera d'arte in studio.

Per affrontare il problema con un esempio esplicativo si supponga che l'opera di attraversamento sia ubicata in una sezione prossima ad una curva il cui angolo di deviazione sia  $\chi^\circ = 124^\circ$ , che la velocità media della corrente (ricavata mediante un'apposita analisi come riportato nel precedente paragrafo 3.1) sia  $v_{\text{media}} = 2,5$  m/s e che l'altezza massima della corrente liquida in caso di massima piena sia  $y_{\text{max}} = 2,00$  m.

Si ipotizzi, inoltre, che le sponde abbiano scarpate con pendenza pari a 1:2 e siano costituite da terreni coerenti argillosi aventi angolo di riposo pari a  $28^\circ$  e percentuale dei vuoti compresa tra 30% e 60% (fig. 26).

Nella tabella seguente vengono riportati i parametri utili ai fini della verifica in esame.

Tab. 7

$\chi^\circ$	$R_c$ (m)	$B$ (m)	$y_{\text{max}}$ (m)	$m$	$m_o$	$\theta$
124°	210	68,00	2,00	0,5	0,4	42.13

Con questi valori si possono calcolare i coefficienti di riduzione della velocità critica per i terreni costituenti le sponde:

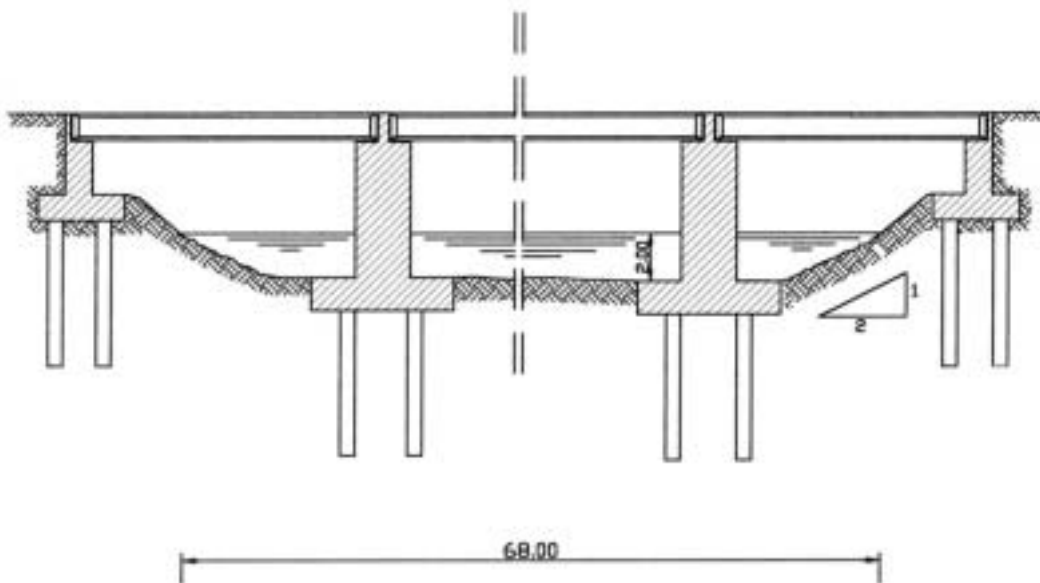


fig. 26

Dapprima, si calcola il coefficiente  $\chi'$  utilizzando la:

$$\chi' = 0,42 \chi \frac{y_{\max}}{B} \sqrt{\frac{g}{\theta}}$$

da cui si ottiene che  $\chi' = 0,114$ .

Utilizzando l'abaco di fig. 27 si ricavano in corrispondenza del predetto valore di  $\chi'$  le grandezze  $\Delta v'_{\max}$  e  $y'$  che risultano:

$$\Delta v'_{\max} = 4,6/10^2 = 0,046$$

$$y' = 0,47$$

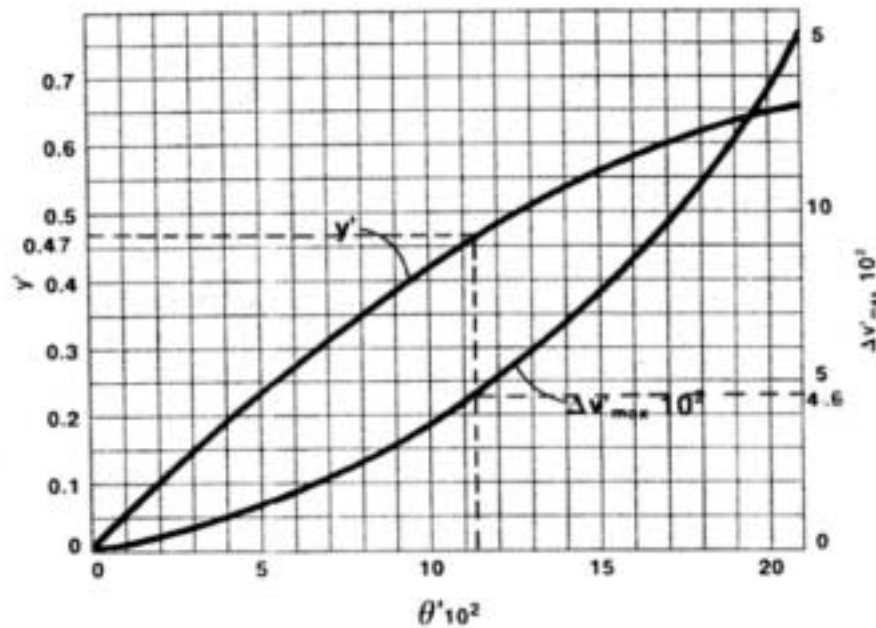


fig. 27

pertanto dalla:

$$K_1 = \frac{1}{12 \Delta v'_{\max}}$$

si ottiene:

$$K_1 = 0,956$$

Mediante la:

$$x = \frac{y' B}{2}$$

si può, così calcolare la distanza relativa dall'asse x della verticale caratterizzata dalla massima velocità:

$$x = 15,98$$

Ipotizzando, inoltre che la sezione si mantenga pianeggiante, la profondità media rimane costante e, dunque, si può assumere  $y^* = y_{\max}$  e, in virtù della:

$$K_2 \left| \frac{\frac{B}{C} y^*}{T M y_{\max}} \right|^{1/6}$$

risulta:

$$K_2 = 1$$

Il coefficiente  $K_3$  si ottiene, infine, dalla:

$$k_3 \left| \sqrt{\sqrt{\frac{m^2 4 m_0^2}{12 m^2}} 4 \frac{11 (y^* m_0)}{Rc \sqrt{12 m^2}}}\right.$$

in cui:

$m = \text{tg}$  angolo delle scarpate dell'argine;

$m_0 = \text{tg}$  angolo di riposo del materiale.

Pertanto, risultando la scarpata della sponda pari 1:2 e l'angolo di riposo pari a 28 gradi sessagesimali si ottiene:

$m = 0,5$  e  $m_0 = 0,4$ , per cui si ha:

$$k_3 = 0,47$$

Il valore di riduzione della velocità critica per il materiale costituente la sponda, risulta, in definitiva, essere:

$$K = K_1 (K_2 \cdot K_3)^{0,956} (1 - 0,47)^{0,45}$$

Si può, ora, approssimare la velocità in aderenza alla sponda esterna in funzione della velocità media utilizzando la:

$$V_{cp} \left| V_{\max} \left( 1 - \frac{\frac{B}{C} y}{T M B} \right)^{0,4} \right.$$

dove:

$$V_{\max} \left| \frac{V_{\text{media}}}{0,945} \right.$$

ed essendo la velocità media pari ad 2,5 m/sec, si ottiene che:

$$V_{cp} = 2,646 \text{ m/s}$$

Poiché per il terreno costituente la sponda si determina (fig. 28) una velocità critica di 1,0 ÷ 1,5 m/sec si ha:

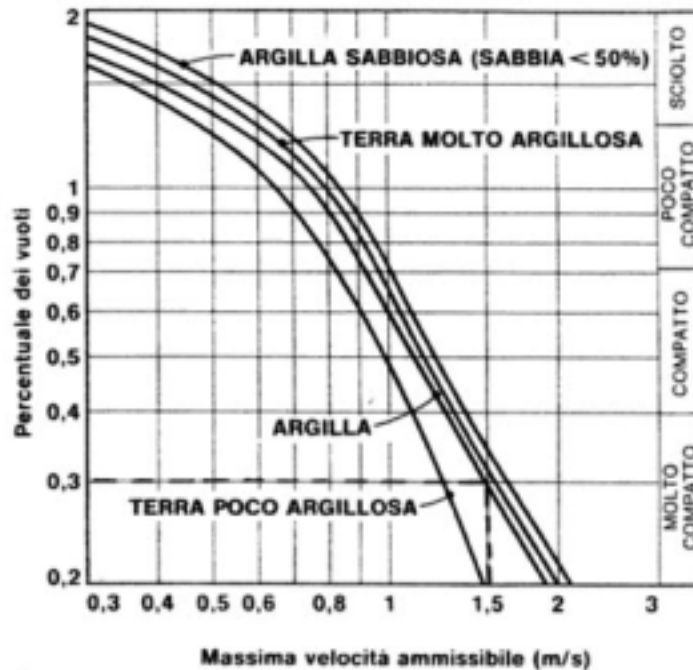


fig. 28

$$V_{\text{critica}} \approx K \cdot 1,5 = 0,45 \cdot 1,5 = 0,675 \text{ m/sec}$$

quindi, essendo:

$$V_{\text{cp}} > V_{\text{crit}}$$

si può concludere che l'azione erosiva della corrente induce fenomeni di scalzamento del paramento dell'argine e, pertanto occorre provvedere ad un'adeguata protezione dello stesso mediante opportune opere di presidio secondo quanto illustrato nel precedente paragrafo 5, a cui si rinvia.

### Ringraziamenti

Il presente lavoro è stato redatto con la collaborazione dell'ing. Giuseppe Massaro.



## Riferimenti bibliografici

- [1] VEN TE CHOW, (1959), "*Open-channel hydraulics*", McGraw-Hill. Tokyo;
- [2] HERSHFELD D.M. (1962), "*Rainfall frequency atlas of the United states. Weather Bureau Tech*", quaderno n. 40;
- [3] HERSHFELD D.M. (1962), "*Extreme rainfall relationships*", Proc.ASCE, vol.88, Hy6;
- [4] VIPARELLI C. (1965), "*Piogge brevi e di notevoli intensità*", Atti del IX convegno di Idraulica e costruzioni Idrauliche, Trieste;
- [5] CAO C., PAZZAGLIA G., PUDDU P.V. (1968), "*Determinazione statistica delle curve di possibilità pluviometrica*", Atti del Convegno Nazionale su "Idrologia: la sistemazione dei piccoli bacini", Roma;
- [6] BELL F.C. (1969), "*Generalized rainfall-duration frequency relationships*", Proc. ASCE, volume 95, HY1;
- [7] MODICA C., ROSSI F., VIPARELLI C. (1970), "*Analisi delle piogge intense di durate inferiore ad Iora in Sicilia*", Atti del Seminario nazionale "La ricerca dei deflussi urbani", Camigliatello Silano;
- [8] PENTA A., RASULLO., ROSSI F. (1972), "*Curve di probabilità pluviometrica*", Atti delle giornate di studio della I sezione CIGR, Firenze;
- [9] PENTA A., RASULLO., VIPARELLI C. (1970), "*Determinazione della massima portata di piena e del massimo deflusso di piena che possono affluire con assegnata probabilità a una determinata sezione  $z$  di un corso d'acqua*", Bonifica e irrigazioni, Quaderno n. 2, Parte I e II Istituto di costruzioni Idrauliche di Napoli;
- [10] RINALDI G. (1974), "*La costruzione dei ponti*", Vol. I; Editrice Eredi V. Veschi, Roma;
- [11] CASTORANI A., GIOIA G. (1981), "*Le piogge annue massime orarie in Puglia. Legge di distribuzione degli eventi*", Idrotecnica 4;
- [12] STOKA M. (1984) - *Calcolo delle probabilità e statistica Matematica.*, ed. Levrotto & Bella;
- [13] PUMO D. (1984)- *Influenza della corretta previsione delle curve segnalatrici di probabilità pluviometrica nel campo delle durate inferiori all'opera sul calcolo delle portate di piena.* Quaderni dell'Istituto di Idraulica Agraria; Ed. COGRAS, Palermo;
- [14] MUSACCHIA F., PUMO D. (1984), "*Analisi dei massimi annuali di pioggia di breve durata nel territorio siciliano*", Quaderno dell'Istituto di Idraulica Agraria., ed. COGRAS;
- [15] LO BOSCO D. (Dicembre 1987), "*Sul dimensionamento idraulico delle opere d'arte minori a difesa del corpo stradale. Proposta di una curva di probabilità pluviometrica per il territorio siciliano*", rivista Selezione Tecnica, Palermo;
- [16] AGOSTINI R., CESARIO L., FERRAILO F., PAPETTI A. (1988), "*Strutture flessibili in gabbioni e materassi Reno nelle aste torrentizie e fluviali. Parte seconda: Opere longitudinali*", Officine Maccaferri S.p.a., Bologna;
- [17] LO BOSCO D.(1989), "*Le opere d'arte minori nel progetto stradale*", Parte seconda, Università di Reggio Calabria; Quaderno n. 5;
- [18] AREDI F. (1988), "*Costruzioni Idrauliche*", UTET, Torino;

- [19] SANSÒ F., (1990), *“Il trattamento statistico delle misure”*, Edizioni CLUP;
- [20] LO BOSCO D. (Gennaio-Marzo 1993), *“La curva di probabilità pluviometrica per il territorio calabrese”*; rivista *Autostrade*;
- [21] DATEI C., (1993), *“Lezioni di Idraulica”*, Ed. Libreria Cortina, Padova;
- [22] CITRINI D., NOSEDA G. (1994), *“Idraulica”*; Casa editrice Ambrosiana, Milano;
- [23] TESORIERE G. (1994), *“Strade Ferrovie Aeroporti”*, Vol. I, *Il progetto e le opere d’arte*; UTET, Torino;
- [24] MAIONE U., BRATH A., (1995), *“Moderni criteri di sistemazione degli alvei fluviali”*, Atti Corso di Aggiornamento, Politecnico di Milano, Ed. BIOS, Cosenza;
- [25] IPPOLITO G. (1995), *“Appunti di costruzioni idrauliche”*, Liguori editore, Napoli;
- [26] DA DEPPO L., DATEI C., SALANDIN P., (1997), *“Sistemazione dei corsi d’acqua”*, Edizioni Libreria Cortina, Padova;
- [27] DA DEPPO L., DATEI C., (1997), *“Fognature”*, Ed. Libreria Cortina;
- [28] DA DEPPO L., DATEI C. (1999), *“Le opere idrauliche nelle costruzioni stradali”*, Ed. BIOS, Cosenza.