

Regione Piemonte

CITTA' METROPOLITANA DI TORINO



COMUNE DI MONTALTO DORA

LAVORI DI SISTEMAZIONE DEL
TERRITORIO COMUNALE IN RIFERIMENTO
AI FENOMENI DI ALLAGAMENTO

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA

il progettista

ing. Roberto Truffa Giachet

il responsabile del servizio

geom. Marika Barattino



allegato

B

oggetto

RELAZIONE TECNICA PRELIMINARE

rif. 161163

1 14/11/2016 PRIMA EMISSIONE

4

2

5

data Novembre '16

3

6

EMISSIONE

NOTE

EMISSIONE

NOTE

INDICE

1 - PREMESSE	3
2 – ANALISI IDROLOGICA	4
2.1 - GENERALITÀ	4
2.2 – ANALISI STATISTICA DELLE PIOGGE DELLE STAZIONI	5
2.3 – CARATTERIZZAZIONE DEI BACINI	10
2.4 - REGOLARIZZAZIONE DELLE PRECIPITAZIONE	11
2.5 – TEMPO DI CORRIVAZIONE	12
2.6 - CALCOLO DELLA PORTATA DI MASSIMA PIENA	13
3 – ANALISI IDRAULICA	14
3.1 – IL MOTO UNIFORME	14
3.1.1 – IL MOTO UNIFORME NEI CANALI	14
3.1.2 – PERDITE DI CARICO	15
3.1.3 – PROGETTO DEI CANALI	16
3.1.4 – DISTRIBUZIONE DELLA VELOCITÀ	17
3.1.5 – GRANDEZZE CARATTERISTICHE DELLE CORRENTI A PELO LIBERO	18
3.1.6 - DIMENSIONAMENTO IDRAULICO	20
3.1.7 - PENDENZE DI FONDO	22
3.1.8 - SCARPA DELLE SPONDE	23
3.1.9 - MASSIME E MINIME VELOCITÀ AMMISSIBILI	23
3.1.10 - FRANCO DI SICUREZZA	24
3.2 – MANUFATTI IN PROGETTO	25
3.2.1 – CANALE EX CONVENTO	25
3.2.2 – CANALIZZAZIONE VIA MATTEOTTI	27
4 - CONCLUSIONI	28
ALLEGATO 1 – PLUVIOMETRO DI BORGOFRANCO DI IVREA	29
ALLEGATO 2 – ELABORAZIONI STATISTICHE	33

1 - PREMESSE

Il sottoscritto ing. Roberto Truffa Giachet, iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Torino e Provincia al n. 6629, è stato incaricato dall'Amm.ne comunale del Comune di Montalto Dora, della redazione del progetto per i lavori di sistemazione del territorio comunale in riferimento ai fenomeni di allagamento.

Si è innanzitutto proceduto a indagine dei luoghi in modo da evidenziare le criticità presenti. Dopo di che si è proceduto al rilievo celerimetrico con stazione totale ed alla battuta delle sezioni rappresentative dei tratti interessati dall'analisi.

Poi si sono determinate le portate idriche corrispondenti a tempi di ritorno di 200 anni, utilizzando i dati pluviometrici della stazione di rilevamento di Borgofranco di Ivrea, rappresentativa in quanto poco distante dai luoghi in esame. Infine si è implementato il modello idraulico con condizioni di moto uniforme, e si sono determinati i corrispondenti livelli idrici al fine della verifica dei manufatti.

2 – ANALISI IDROLOGICA

2.1 - Generalità

Per impostare correttamente il bilancio idrico afflussi e deflussi occorre conoscere le caratteristiche delle piogge della zona e correlarle ai parametri dei bacini d'invaso (lunghezza del bacino, pendenza dell'asta principale, natura del terreno).

Con il presente capitolo si prendono pertanto in esame i dati relativi alle piogge tipiche dell'area in esame, e in modo particolare quelle registrate ai pluviografi caratteristici dell'intero bacino. La caratterizzazione idrologica e idraulica dei bacini ha l'obiettivo di fornire i valori di portata di piena relativi a tempi di ritorno nel nostro caso di 200 anni.

La valutazione delle portate viene effettuata con il metodo della corrivazione, partendo quindi dai dati reali misurati delle precipitazioni ed estrapolando la relazione afflussi – deflussi. Il rapporto tra l'intensità di precipitazione misurata e le perdite dovute all'infiltrazione e alla evapotraspirazione, ovvero il coefficiente di deflusso, è tarato con i valori derivanti da studi analoghi, per dimensioni e posizione, a quello in oggetto.

L'approccio è quello classico della determinazione dei parametri della curva di possibilità pluviometrica, regolarizzando le serie storiche delle stazioni di misura e ragguagliandole alle intere superfici del bacino corrispondente.

Si sono però considerate le piogge intense in quanto sono esse che determinano le problematiche di allagamento. In particolare si sono utilizzati i dati del pluviografo di Borgofranco di Ivrea, situato in prossimità delle aree in oggetto. Sino al 1986 i dati erano gestiti dal servizio mareografico. Poi, a partire dal 1989, è subentrata ARPA Piemonte. Per maggiori dettagli si rimanda allo allegato 1.

2.2 – Analisi statistica delle piogge delle stazioni

Si sono utilizzate le altezze di pioggia relativa ad eventi intensi. Si utilizzano i dati certificati ricompresi nel periodo 1929 – 2011, per complessive 61 annualità registrate.

Le equazioni che legano h e τ descrivono la curva di possibilità climatica, e sono del tipo:

$$h = a \cdot \tau^n$$

dove a ed n sono parametri caratteristici della stazione di misura considerata, calcolati per i rispettivi tempi di ritorno. Per tempo di ritorno si intende quel periodo di tempo entro il quale, statisticamente, si verifica il massimo evento una volta soltanto.

Le curve vengono elaborate a partire dai dati pluviometrici: essi rappresentano una serie a cui si può accordare significato statistico.

Fissate le intensità di precipitazione si ricercano le serie annuali dell'intero lungo periodo considerato. Le elaborazioni statistiche consentono di assegnare, in forma esplicita, ad ogni evento, la relativa frequenza probabile; in questo modo è possibile valutare la ricorrenza media del verificarsi di un dato evento.

Le piogge prese come riferimento per le durate sopracitate sono elaborate al calcolatore con un programma che, dopo aver ordinato la serie di dati per valori crescenti, elabora statisticamente i dati considerati.

Il metodo di elaborazione statistica utilizzato è stato quello di Gumbel. Esso, nel caso di grandezze idrologiche, è largamente utilizzato in quanto regolarizza bene i dati pluviometrici. Tale affermazione si deduce anche dalle elaborazioni grafiche allegate, in cui si può osservare come sul cartogramma probabilistico di Gumbel i dati analizzati si possano ben approssimare con la retta corrispondente.

Considerando una generica funzione di probabilità $P(x)$, essa esprime, per ogni x , la probabilità di non superamento, vale a dire la probabilità che la variabile casuale sia minore o uguale della x . Di conseguenza la probabilità che essa sia superiore ad x sarà il complemento ad uno della $P(x)$:

$$\theta(x) = 1 - P(x)$$

Estraendo dalla popolazione di un campione N si ottengono m valori della variabile casuale che superano la soglia x prefissata. Ogni volta che la variabile assume valori superiori a x, si è verificato l'evento descritto dalla probabilità descritta dalla relazione successiva. Il numero m costituisce una variabile casuale discreta, compresa tra 0 ed N, distribuita con legge binomiale e avente valor medio pari a :

$$\mu(m) = N \cdot \theta(x) = N \cdot [1 - P(x)]$$

Il valore di x per cui m è pari ad uno, rappresenta il valore della variabile che viene mediamente superato una sola volta nel campione N; esso prende il nome di estremo atteso e viene indicato con u. Dalla relazione seguente si deduce che la probabilità dell'evento atteso è definita da:

$$P(x) = 1 - \frac{1}{N}$$

Sotto opportune condizioni la funzione di probabilità tende ad assumere un'unica forma asintotica:

$$P(x) = 1 - \frac{1}{N} \cdot e^{-\alpha \cdot (x-u)}$$

Si consideri ora un campione di dimensione N estratto dalla popolazione della variabile casuale x. Il valore massimo assunto dalla x, in generale, varierà da un campione all'altro. Tale valore massimo può dunque essere considerato come una nuova variabile casuale di probabilità $P_N(x)$: essa rappresenta la probabilità composta che tutti i campioni di dimensioni N non superino contemporaneamente il valore x.

Pertanto risulta:

$$P_N(x) = [P(x)]^N$$

Sostituendo l'espressione asintotica di P(x) si ottiene:

$$P_N(x) = \left\{ 1 - \frac{1}{N} \cdot e^{-\alpha \cdot (x-u)} \right\}^N$$

Se si applicano gli sviluppi in serie di Mc Laurin, è possibile dimostrare che la funzione e^{-z} tende asintoticamente alla funzione

$$\left(1 - \frac{z}{N} \right)^N$$

Indipendentemente dalla P(x) della variabile originaria, (purché sia di tipo esponenziale), la distribuzione del massimo valore di una grandezza in un

campione di N elementi si può dunque rappresentare con la nuova funzione di probabilità:

$$W(x) = \exp\{-\exp[-\alpha(x-u)]\}$$

i cui parametri dipendono dalla distribuzione originaria e dalla dimensione N del campione.

La funzione densità di probabilità si ottiene derivando:

$$w(x) = \alpha \cdot \exp\{-\exp[-\alpha \cdot (x-u)] - \alpha \cdot (x-u)\}$$

Tale funzione è la funzione asintotica del massimo valore di Gumbel. Per semplificare la trattazione, si introduce la variabile ridotta y:

$$y = \alpha \cdot (x-u)$$

Le funzioni di probabilità e di densità di probabilità risultano quindi così trasformate:

$$P(y) = \exp[-\exp(-y)]$$
$$p(y) = \exp[-\exp(-y) - y]$$

I parametri caratteristici di questa distribuzione sono forniti dalle relazioni seguenti:

$$\mu(y) = \gamma$$
$$\sigma(y) = \frac{\pi}{\sqrt{6}}$$

dove γ è il costante di Eulero e vale circa 0,5772.

Dalle precedenti relazioni, tornando alla variabile x, si possono valutare la media $\mu(x)$ e lo scarto quadratico medio $\sigma(x)$:

$$\mu(x) = \frac{0,5772}{\alpha} + u$$
$$\sigma(x) = \frac{1,283}{\alpha}$$

Le relazioni sopracitate vengono utilizzate per ricavare le espressioni dei parametri α ed u in funzione della media e dello scarto quadratico medio della distribuzione della variabile casuale x:

$$u = \mu(x) - 0,450 \cdot \sigma(x)$$
$$\alpha = \frac{1,283}{\sigma(x)}$$

L'introduzione del concetto di tempo di ritorno, a cui si è fatto riferimento, consente di avere uno strumento per valutare la rarità di un evento, in base alle informazioni dedotte dall'analisi statistica di un campione.

Data una variabile casuale x , di tipo idrologico, e fissato un certo valore di soglia x_L , esiste una certa probabilità che tale evento venga superato nel corso dell'anno. Tale superamento, in accordo con quanto descritto al paragrafo precedente e in riferimento alla media della distribuzione binomiale, in un periodo di N anni avverrà mediamente un numero k di volte pari a:

$$k = N \cdot [1 - P(x_L)]$$

Ponendo $k = 1$, è possibile stabilire il numero di anni in cui un assegnato valore x viene mediamente superato una sola volta:

$$T_r(x) = \frac{1}{[1 - P(x)]}$$

Il risultato ottenuto è definito tempo di ritorno, ed è legato alla probabilità di superamento dell'evento massimo.

Il tempo di ritorno, come si è detto, è relativo all'arco temporale durante il quale l'evento massimo considerato viene superato, mediamente, una sola volta. Senza però dimenticare il significato statistico di una tale affermazione.

Per determinare la curva di probabilità di una variabile casuale, si deve ricercare la distribuzione che meglio rappresenta i dati a disposizione. Prima di trattare i dati è comunque opportuno verificare l'ammissibilità di una tale scelta. Vengono utilizzate, a tal scopo, le carte probabilistiche, sulle quali le rispettive curve di probabilità sono rappresentate da rette.

Riportando, sulla carta probabilistica di Gumbel, i valori della variabile casuale in ascissa, e delle rispettive probabilità o frequenze cumulate in ordinata, se la legge è appropriata i punti si devono poter ben approssimare con una retta. Si costruiscono le rette regolarizzatrici di Gumbel nella forma:

$$F_{cr,mod} = b + c \cdot h$$

dove F è la frequenza cumulata e regolarizzata secondo Gumbel:

$$F_{cr,mod} = \frac{F_{cr}}{N + 1}$$

e h è l'altezza di precipitazione.

Ricordando, in accordo con quanto esposto ai paragrafi precedenti

$$P(F_{cr,mod}) = \exp[-\exp(-F_{cr,mod})] \quad b = -\alpha \cdot u$$
$$F_{cr,mod} = \alpha \cdot (h - u) \quad c = \alpha$$

Il procedimento descritto è stato applicato alle intensità di precipitazione delle stazioni pluviometriche presenti nel territorio.

In allegato 2 si sono riportati i cartogrammi relativi alla regolarizzazione di cui sopra. Nel nostro caso, a massima intensità di pioggia corrispondente ad un tempo di ritorno duecentennale è pari a **3.64** mm/min.

Esso è un valore altamente cautelativo poichè non tiene in conto la distribuzione temporale. Come è ben noto, infatti, l'intensità di una pioggia diminuisce con il passare del tempo. Se avessimo analizzato le distribuzioni orarie avremmo avuto, per TR200 anni, una intensità oraria di ca. 150 mm/ora. Nel nostro caso essa diventa invece di $3.64 \times 60 = 218$ mm/ora.

2.3 – Caratterizzazione dei bacini

Per determinare le altezze di pioggia caratteristiche di ogni bacino, è stato necessario adottare un procedimento che consideri l'influenza delle stazioni di misura presenti in ciascuna zona. Ad ogni pluviometro è stata attribuita un'area di competenza in base a criteri di similitudine geomorfologica e di collocazione sul territorio. Successivamente si sono determinate le altezze di precipitazione ad assegnati tempi di ritorno, pesando ogni stazione in funzione dell'area di competenza assegnatagli:

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^n (A_j \cdot h_{i,j})}{\sum_{j=1}^n A_j}$$

Aree di competenza

Bacini	Area totale (ha)	Area di influenza stazione di Borgofranco di Ivrea (ha)
Intervento "ex-convento"	12.7	12.7
intervento "via Matteotti"	3.8	3.8

2.4 - Regolarizzazione delle precipitazioni

L'osservazione sperimentale delle piogge intense mostra che, all'interno di un'area assegnata, l'intensità di precipitazione durante un certo evento piovoso risulta variabile, in maniera spesso accentuata, da punto a punto. Questa variabilità è tanto più accentuata quanto maggiore è l'estensione dell'area esaminata. Occorre pertanto fare riferimento a curve di possibilità pluviometrica areali, esprimenti cioè il legame, per un assegnato tempo di ritorno, tra l'altezza media di pioggia che in un'assegnata durata cade su un bacino idrografico di area A e la durata stessa.

Nel nostro paese il problema del ragguaglio delle piogge all'area viene usualmente affrontato applicando una correzione ai coeff. a e n della curva di possibilità climatica puntuale. La curva di possibilità climatica areale viene cioè espressa nella forma:

$$h_A(t, T) = a' \cdot t^{n'}$$

in cui a' e n' vengono messi in relazione con i coeff. a e n della curva puntuale e con l'area A del bacino:

$$a' = f(a, A)$$

$$n' = f(n, A)$$

Espressioni molto usate sono quelle trovate da Columbo, valevoli per aree fino a 5000 ha e durate di pioggia fino a 24 ore:

$$a' = a \cdot \left[1 - 0.06 \cdot \left(\frac{A}{100} \right)^{0.4} \right]$$

$$n' = n + 0.003 \cdot \left(\frac{A}{100} \right)^{0.6}$$

dove A è l'area del bacino espressa in ha.

Nel nostro caso non abbiamo interesse a rappresentare la variazione temporale dell'evento in quanto, come già detto, interessano i fenomeni intensi di breve durata. Quindi non abbiamo "n" ma unicamente "a", che non assume il significato di intensità oraria ma quello di intensità massima ed è svincolata dal tempo.

Applichiamo comunque la suddetta correzione e abbiamo:

bacino "ex convento" a = 3.64 mm/min a' = 3.54 mm/min

bacino "via Matteotti" a = 3.64 mm/min a' = 3.58 mm/min.

2.5 – Tempo di corrivazione

Considerata la sezione di chiusura di un bacino, le portate defluenti attraverso essa dipendono dalle caratteristiche dell'evento pluviometrico e dalle caratteristiche del bacino tributario sotteso dalla sezione stessa: estensione e lunghezza, forma, pendenze, natura dei terreni.

Schematizzando il fenomeno, si assume che per un dato evento meteorico la portata massima defluita attraverso la sezione di chiusura si raggiunga quando alla sezione considerata arrivino i contributi di tutte le aree del bacino; il tempo necessario affinché ciò avvenga è definito tempo di corrivazione: è il tempo necessario alla goccia d'acqua caduta nel punto idraulicamente più distante del bacino per raggiungere la sezione di chiusura.

La caratterizzazione di tale parametro è fondamentale quando si considerano distribuzioni spazio-temporali. Nel nostro caso ciò è influente in quanto, come già spesse volte ribadito, non si utilizza la variabile tempo.

2.6 - Calcolo della portata di massima piena

La valutazione della portata viene effettuata in modo indiretto, a partire dalle informazioni rilevate e dai parametri idrologici valutati. La trattazione consente di valutare, in termini probabilistici, i massimi valori che si possono verificare per prefissati tempi di ritorno: nel caso specifico sono stati considerati i tempi di ritorno di 200 anni. Si utilizza il metodo razionale.

$$Q_{MAX} = \frac{S \cdot a'}{60000} \cdot \varphi \cdot \psi$$

dove:

Q_{MAX} portata in m³/s

S area bacino in m²

a' intensità di pioggia in mm/min.

φ coefficiente di deflusso

ψ coefficiente di laminazione

Bacini	TR (anni)	Area (m ²)	a'	φ	ψ	Qmax (m ³ /s)	qmax (m ³ /s.km ²)
"ex convento"	200	127000	3.54	0.50	1.00	3.75	29.53
"via Matteotti"	200	38500	3.58	0.50	1.00	1.15	29.87

Il coeff. di deflusso è stato desunto da apposite tabelle e dipende dalla natura e dallo stato del suolo.

Il coeff. di laminazione tiene conto della presenza di accumuli naturali ed artificiali presenti. Nel nostro caso si è differenziato detto valore in funzione della eccezionalità dell'evento: è infatti plausibile ipotizzare un tempo di deflusso maggiore per eventi caratterizzati da elevati tempi di ritorno e viceversa, con maggiore possibilità di esaurimento degli accumuli. Per un calcolo preciso occorrerebbe considerare l'intero idrogramma di piena e non solo il suo colmo. Si dimostra che comunque a parità di portata massima considerata il deflusso variabile (moto vario) è meno invasivo che quello a portata costante (moto permanente). Il coeff. di laminazione pareggia detta situazione.

3 – ANALISI IDRAULICA

3.1 – Il moto uniforme

Le verifiche dei manufatti sono effettuate in condizioni di moto uniforme. Ciò trova giustificazione nel fatto che le sezioni di deflusso, essendo artificiali, hanno caratteristiche spaziali e temporali costanti.

3.1.1 – Il moto uniforme nei canali

Una corrente a pelo libero è in moto uniforme se scorre in un *alveo cilindrico* con la superficie libera *parallela al fondo*. La condizione di continuità del moto permanente a densità costante:

$$Q = \Omega U = \text{cost.}$$

unita alla condizione di uniformità $U = \text{cost}$, comporta infatti $\Omega = \text{cost}$.

Dimensione trasversale caratteristica delle correnti a pelo libero è il *raggio idraulico*

$$R = \frac{\Omega}{B}$$

dove Ω è l'area della sezione normale della corrente e B è il perimetro bagnato dell'alveo.

Nei canali infinitamente larghi con profondità Y : $R = Y$

Nei canali trapezi o rettangolari circoscritti a una semicirconferenza di raggio Y e nei canali semicircolari di raggio Y : $R = Y/2$

Nelle condotte circolari in pressione: $R = D/4$

Il numero di REYNOLDS, nelle correnti a pelo libero, assume la forma:

$$R_e = 4\rho U R / \mu = 4U R / \nu$$

con ρ, μ, ν rispettivamente densità, viscosità dinamica e cinematica del liquido ed U velocità media. Nei canali R_e è di norma abbastanza grande da rendere il regime del moto *turbolento*.

Con il simbolo $i_f = \text{sen } \alpha_f$ si indica la pendenza del fondo. Quando il moto è uniforme i_f coincide con la pendenza i del pelo libero; quest'ultima rappresenta anche la perdita di carico piezometrico per unità di lunghezza del canale e coincide con la pendenza j della linea dei carichi totali.

Generalmente i canali hanno pendenze abbastanza piccole per poter porre $i_f = \sin \alpha_f \approx \alpha_f$ e $\cos \alpha_f \approx 1$. In tal caso non vi è differenza apprezzabile fra sezioni verticali e sezioni normali alla corrente.

3.1.2 – Perdite di carico

L'equazione del moto uniforme delle correnti a pelo libero non differisce sostanzialmente da quella delle correnti in pressione: il diametro è sostituito dall'equivalente grandezza $4R$ e la pendenza motrice i coincide con la pendenza del fondo i_f .

Si usa tuttavia mettere in evidenza la velocità, adottando la formula di Chezy

$$U = \chi \sqrt{Ri_f}$$

Il coefficiente di attrito χ che in effetti rappresenta una conduttura (l'inverso della resistenza), ha le dimensioni della radice di un'accelerazione. Volendo impiegare un coefficiente adimensionale C , basta sostituire la precedente con l'equazione:

$$U = C \sqrt{gRi_f}$$

Il coefficiente di Chezy C (o χ) è in generale funzione del numero di Reynolds, della scabrezza relativa e della forma dell'alveo. L'influenza di R_e è poco sentita, perché nei canali il regime del moto è di norma *assolutamente turbolento*.

Nello stesso regime assolutamente turbolento trovano largo impiego alcune formule empiriche per il calcolo di χ in funzione della scabrezza e del raggio R ; le più famose sono le formule di:

$$\chi = 87 / (1 + \gamma / \sqrt{R}) \quad (\text{Bazin})$$

$$\chi = 100 / (1 + m / \sqrt{R}) \quad (\text{Kutter})$$

$$\chi = kR^{\frac{1}{6}} \quad (\text{Gauckler-Strickler})$$

nelle quali γ , m , k sono parametri dimensionali di scabrezza definiti in relazione alla natura dell'alveo.

Per quanto riguarda la formula di Gauckler-Strickler, sostituendo l'espressione di χ nell'equazione del moto, si ottiene:

$$U = kR^{\frac{2}{3}} i_f^{\frac{1}{2}}$$

che è l'equazione di MANNING, probabilmente la più usata per il calcolo diretto delle grandezze di moto uniforme nelle correnti a pelo libero.

L'indice di scabrezza di MANNING viene indicato di solito con il simbolo n . Poiché esso corrisponde all'inverso del coefficiente k di GAUCKLER-STRICKLER, l'equazione si scrive anche ponendo $1/n$ in luogo di k . Valori dell'indice n sono riportati in tabelle

3.1.3 – Progetto dei canali

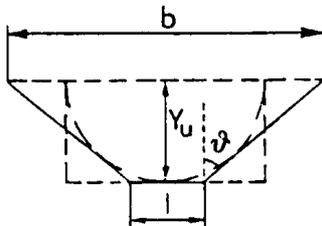
Assegnate la portata Q , la pendenza i_f , la natura e la forma dell'alveo, il problema consiste nella determinazione della profondità Y_u del moto uniforme. L'equazione del moto, tenuto conto che $Q = \Omega U$, si può scrivere:

$$\frac{Q}{\sqrt{i_f}} = C\Omega\sqrt{R} \quad \text{oppure} \quad \frac{Q}{\sqrt{i_f}} = \chi\Omega\sqrt{R}$$

dove il primo membro è noto e il secondo, essendo funzione della profondità, fornisce la soluzione cercata con un procedimento d'interpolazione analitico o grafico.

In altri casi, assegnata la forma trapezia della sezione, ossia l'inclinazione delle sponde, può essere chiesta la determinazione della larghezza di base l e della profondità Y_u . Fissando la prima, il problema si riconduce al caso precedente. Altrimenti si può cercare la coppia dei valori l ed Y_u che consentono il deflusso della portata assegnata con la minima area: la sezione trapezia più *conveniente dal punto di vista idraulico* deve essere circonscritta a una semicirconferenza di raggio Y_u e il suo raggio idraulico vale $R=Y_u/2$.

In particolare, per sezioni rettangolari, la base dev'essere doppia della profondità (v. sezione tratteggiata nella figura sotto).



La sezione idraulicamente più conveniente non coincide con *quella di minimo scavo*, perché la sezione effettiva dell'alveo deve avere il contorno superiore più alto del pelo libero di un certo *franco*.

Sul valore del franco si possono dare solo indicazioni di massima, data la notevole influenza delle condizioni locali e del regime di deflusso del corso d'acqua: in generale va previsto non inferiore all'altezza cinetica e al 10% della profondità, con minimo di 50 cm.

La *sezione più economica* dipende, però, dai mezzi di scavo impiegati e può risultare più bassa e quindi più larga della precedente, perché il costo dello scavo è di norma crescente con la profondità.

Quando il canale non è rivestito, un'utile indicazione per il progetto è rappresentata dalla massima velocità ammissibile senza erosione dell'alveo.

Altro elemento utile in fase di progettazione è la conoscenza della tensione media sul contorno, in condizioni di moto uniforme $\tau_0 = \gamma R i_f$. Nei canali larghi $R \rightarrow Y_u$ e quindi $\tau_0 = \gamma Y_u i_f$

3.1.4 – Distribuzione della velocità

La legge logaritmica di distribuzione della velocità lungo le normali al contorno è sperimentalmente soddisfatta, con sufficiente approssimazione, anche nelle correnti a pelo libero. Il valore della velocità al confine fra il substrato laminare alla parete e il nucleo turbolento è però variabile lungo il perimetro, in dipendenza della forma della sezione; e così pure variabili sono lo spessore δ dello stesso strato laminare e la tensione tangenziale sul contorno T_0 .

Una modifica importante si presenta in vicinanza della superficie libera dove, generalmente, la velocità è minore di quella degli strati sottostanti. Essa assume il valore massimo al di sotto del pelo libero dal 5% al 20% della profondità, passando da sezioni larghe a sezioni strette. Nelle *sezioni molto larghe* la velocità è massima in prossimità del pelo libero e la sua distribuzione lungo le verticali può essere espressa con una legge logaritmica. In tali condizioni i coefficienti α e β di ragguglio dell'energia cinetica e della quantità di moto, sono correlati con C dalle:

$$\alpha = 1 + \frac{19}{C^2} \quad \beta = 1 + \frac{6,3}{C^2}$$

e la velocità assume il valore medio U alla distanza $0,4 Y_u$ dal fondo.

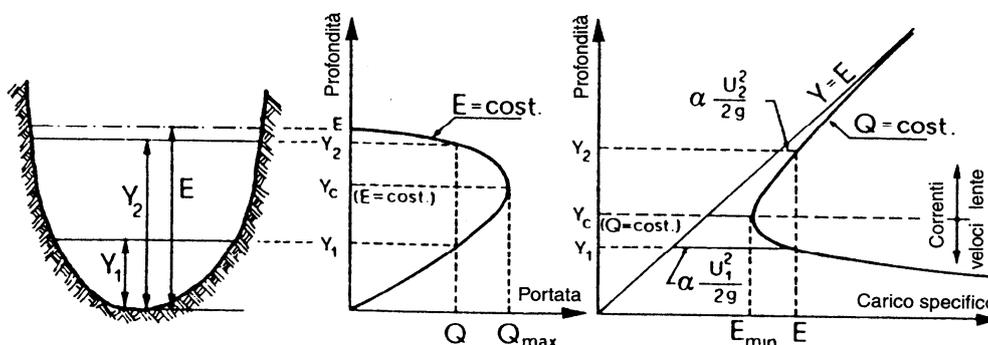
Poiché i valori di C sono ordinariamente compresi fra 25 (canali quasi lisci) e 11 (canali fortemente scabri) i corrispondenti valori di α e β variano nel campo: $\alpha = 1,03 \sim 1,15$; $\beta = 1,01 \div 1,05$. Per sezioni semicircolari o ad esse circoscritte, rettangolari e trapezie, i coefficienti aumentano un poco: per analogia con le sezioni circolari si può assumere un aumento del 20% di $(\alpha-1)$ e di $(\beta-1)$.

3.1.5 – Grandezze caratteristiche delle correnti a pelo libero

In ogni sezione di una corrente cilindrica (o quasi-cilindrica) si definiscono le seguenti grandezze caratteristiche.

a) Il *carico specifico* $E = Y + \alpha U^2 / 2g$, somma della profondità Y e della altezza cinetica $U^2/2g = Q^2/2g\Omega^2$ moltiplicata per il coefficiente α di CORIOLIS ($\alpha = 1,00 \div 1,15$). E rappresenta l'energia per unità di peso del liquido riferita al fondo (punto più basso) della sezione.

L'andamento normale delle funzioni $E = E(Y)$ a portata $Q = \text{cost}$, e $Q = Q(E)$, a carico $E = \text{cost}$, è riportato nella figura sottostante.



b) La *profondità critica* Y_c è la profondità a cui corrisponde, per una data portata, un valore minimo del carico specifico; oppure, per un dato carico E , un valore massimo della portata. Essa è definita dalle equazioni:

$$\text{per dato } Q: \left[\frac{\Omega^3}{b} \right]_{Y=Y_c} = \frac{\alpha Q^2}{g} \quad \text{per sez. rettangolare } Y_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}}$$

$$\text{per dato } E: Y_c + \left[\frac{\Omega}{2b} \right]_{Y=Y_c} = E \quad \text{per sez. rettangolare } Y_c = \frac{2}{3} E$$

essendo b la larghezza del pelo libero.

c) La *velocità critica* U_c definita dalle equazioni:

$$U_c = \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sqrt{g \frac{\Omega}{b}} = \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sqrt{g Y_m} \quad \text{per sez. rettangolare } U_c = \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sqrt{g Y}$$

essendo $Y_m = \Omega/b$ la profondità media (profondità della sezione rettangolare equivalente alla data e con la stessa larghezza al pelo libero).

In generale, a parità di Q e di E , si possono presentare due tipi di corrente:

- *corrente veloce* (o supercritica) con velocità $U_1 > U_c$ e profondità $Y_1 < Y_c$

- *corrente lenta* (o subcritica) con velocità $U_2 < U_c$ e profondità $Y_2 > Y_c$

che nella figura sopra riportata sono indicate per dati E e Q .

d) La *pendenza critica* i_c , definita dalle equazioni:

$$i_c = \frac{g}{\alpha \chi^2} \cdot \frac{B}{b} = \frac{1}{\alpha C^2} \cdot \frac{B}{b} \quad \text{per sezione } \infty \text{ larga } i_c = \frac{g}{\alpha \chi^2} = \frac{1}{\alpha C^2}$$

Le equazioni della velocità critica e della pendenza critica definiscono le grandezze critiche per una data profondità Y . Se si assume $Y = Y_c$, allora tali grandezze sono relative alla portata Q rispetto alla quale è stata definita Y_c . Indicando con i_Q la pendenza critica relativa alla portata Q si dicono *fluviali* (o tranquilli, o a debole pendenza) gli alvei con pendenza $i_f < i_Q$, *torrentizi* (o a forte pendenza) quelli con $i_f > i_Q$. Quando $i_f = i_Q$ la corrente uniforme ha la profondità critica e la velocità critica relative alla data portata.

e) *Numero di FROUDE*:

$$F_r = \frac{U}{\sqrt{g Y_m}} \quad \text{per sezioni rettangolari } F_r = \frac{U}{\sqrt{g Y}}$$

Assumendo $\alpha = 1$, come si usa normalmente, si osserva che il numero di FROUDE è il rapporto fra la velocità media U e la velocità critica Q : quindi per le

correnti veloci, essendo $U > \sqrt{g Y_m}$ risulta $F_r > 1$

correnti lente, essendo $U < \sqrt{g Y_m}$ risulta $F_r < 1$

In una corrente uniforme di profondità media Y_m le *perturbazioni* di piccola ampiezza e piccola curvatura si propagano con una celerità, rispetto alla

corrente, pari alla velocità critica $\pm \sqrt{gY_m}$. Tali perturbazioni non possono dunque risalire verso monte nelle correnti veloci, dato che in esse è $U > \sqrt{gY_m}$. Di conseguenza, le correnti veloci non risentono influenze da valle e sono controllabili soltanto da monte; viceversa le correnti lente sono influenzate dalle condizioni di valle.

3.1.6 - Dimensionamento idraulico

Il dimensionamento idraulico consiste nel determinare le dimensioni del canale in modo che, con la forma prescelta, esso sia in grado di convogliare un'assegnata portata Q . Questo dimensionamento viene di norma effettuato sulla base delle formule del moto *uniforme*, fra le quali - poiché in pratica nei canali il moto si svolge in regime puramente turbolento - è generalmente impiegata la *formula di Chezy*

$$Q = \Omega \chi \sqrt{R i_f}$$

dove Ω è l'area della sezione occupata dall'acqua, R è il raggio idraulico definito come Ω/B (con B contorno bagnato) e i_f è la pendenza del fondo.

3.1.6.1 - Metodo analitico

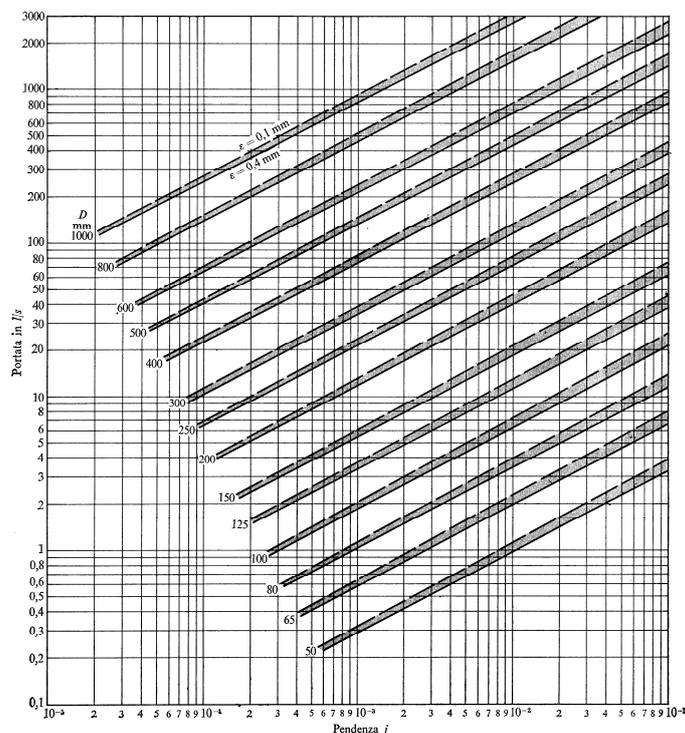
Fissati la forma del canale, il coefficiente di scabrezza e la portata, nella formula di Chezy appaiono come incognite la profondità dell'acqua, la pendenza di fondo e almeno una dimensione geometrica del canale: il problema del dimensionamento risulterebbe perciò indeterminato, se non sussistessero diverse condizioni limitative derivanti sia dalle modalità costruttive del canale, sia dalle massime e minime velocità ammissibili, sia dall'economicità dell'opera. Il proporzionamento del canale, individuate le condizioni sopra richiamate, viene di norma eseguito per successive approssimazioni, prefigurando una possibile soluzione e affinandola poi attraverso un procedimento di verifiche successive.

La verifica finale del funzionamento del canale, in generale, deve essere effettuata tenendo conto delle condizioni di *moto permanente* della corrente e, se del caso, anche dei possibili transitori conseguenti alla manovra di organi di regolazione.

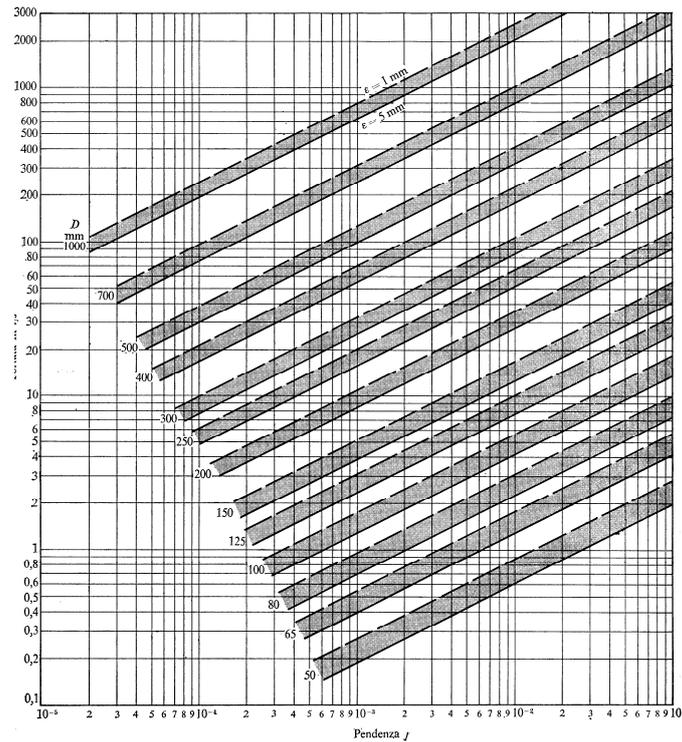
3.1.6.2 - Metodi tabellari

Il calcolo analitico non è sempre agevole, specialmente quando le grandezze incognite non sono esplicitabili direttamente dalle formule. Sono stati creati degli abachi per le condizioni più frequenti, molto usati quando i metodi di calcolo non erano così avanzati come oggi.

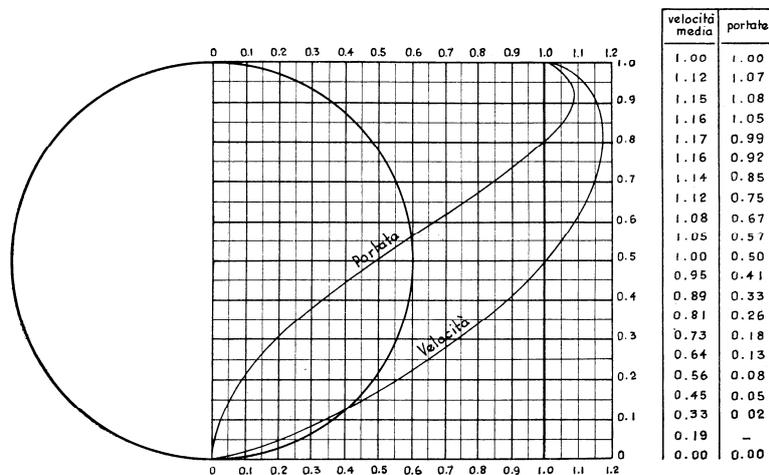
Di seguito si riportano quelli relativi alla sezione circolare. Nei primi viene rappresentata la relazione intercorrente tra portata, pendenza motrice e diametro commerciale, mentre per la scabrezza (tipo di materiale) occorre cambiare diagramma. Nella seconda tavola viene indicata la correlazione tra deflussi a sezione piena e deflussi a sezione parzializzata. L'utilizzo è immediato: se si vuole progettare un canale di un determinato materiale lo si ricerca tra i diametri che a sezione piena superano quella di progetto; nota poi la portata a sezione piena del diametro scelto la si percentualizza con quella di utilizzazione e nella seconda tabella, entrando con tale valore nell'asse delle ascisse, si determina su quello delle ordinate la percentuale di riempimento che, moltiplicata per il diametro, determina il battente del deflusso. Viceversa, nota la percentuale di riempimento che si vuole avere per una determinata portata, si individua il diametro commerciale che meglio rispetta la condizione. Lo stesso procedimento può essere impiegato per le velocità.



Curve $Q=Q(j)$ per dati valori del diametro e per scabrezze $\epsilon = 0,1 \div 0,4$ mm



Curve $Q=Q(j)$ per dati valori del diametro e per scabrezze $\epsilon = 1 \div 5 \text{ mm}$



Canali a sezione circolare - Velocità e portate in frazioni delle velocità e portate a sezione piena assunte come unità

3.1.7 - Pendenze di fondo

In generale, la pendenza di fondo dei canali, specie quelli scavati in terreni sciolti, è strettamente legata ai valori delle velocità ammissibili; è buona norma scegliere una pendenza di fondo abbastanza diversa da quella *critica*, in modo che la corrente uniforme sia lontana dallo stato critico. Quando la pendenza del terreno lungo il tracciato del canale supera quella scelta per il

canale, occorre predisporre dei *salti di fondo*, la cui posizione è fondamentalmente determinata dalla topografia del terreno.

3.1.8 - Scarpa delle sponde

Dipende principalmente dal tipo di terreno nel quale è scavato il canale e dal tipo di rivestimento.

Per canali non rivestiti la scarpa deve essere minore dell'angolo di naturale declivio del materiale, in modo da assicurarne la stabilità. Per canali rivestiti lo *U.S. Bureau of Reclamation* suggerisce una scarpa standard delle sponde pari a 0,667. (1:1,5).

Per canali tracciati in zone d'importanza faunistica, è buona norma ridurre (anche solo localmente) la scarpa delle sponde per favorire l'abbeverata. Per i canali irrigui di una certa importanza, è buona norma prevedere la realizzazione di piste di servizio in testa alla scarpata, per consentire le operazioni di sfalcio della vegetazione con mezzi meccanici e le altre ordinarie operazioni di manutenzione.

3.1.9 - Massime e minime velocità ammissibili

La massima velocità deve essere tale da non determinare erosioni sulle pareti e sul fondo; la minima deve evitare il deposito di materiali trasportati dalla corrente e lo sviluppo di vegetazione acquatica.

a) Canali rivestiti: in questi casi, se l'acqua convogliata non trasporta materiali solidi, si possono adottare velocità massime assai elevate, anche oltre i 10 m/s; per tali elevate velocità è necessaria un'accurata costruzione del rivestimento, onde evitare l'asportazione d'interi blocchi dello stesso; in particolare, devono essere ben curati i giunti. In presenza di acqua torbida è conveniente non superare velocità dell'ordine dei 3 - 4 m/s; velocità maggiori possono essere accettate, se il canale ha funzionamento intermittente (come è il caso dei canali di fognatura).

Per quanto riguarda la minima velocità ammissibile, si possono indicare a titolo orientativo i valori di 0,5 ~ 0,9 m/s per acqua con modesto contenuto di materiale solido, e di 0,6 ~ 0,7 m/s per prevenire la crescita di vegetazione, che diminuisce la capacità di trasporto del canale.

b) *Canali non rivestiti*: sulla base dell'esperienza sono stati individuati numerosi valori orientativi della massima velocità che non determini erosioni nel corpo del canale; tabelle reperibili nella vasta bibliografia consigliano le velocità più opportune.

Un altro metodo per riconoscere se la velocità massima è accettabile si basa sulla valutazione della tensione tangenziale sulla parete $\tau = \gamma R i_f$ che deve risultare inferiore al valore ammissibile per il materiale sciolto di cui si tratta.

c) *Canali con rivestimento erboso*: anche qui occorre basarsi su esperienze reali e seguire quanto consigliato da apposite tabelle.

3.1.10 - Franco di sicurezza

Distanza verticale fra il pelo libero, in moto uniforme alla massima portata di progetto, e il bordo superiore del canale: essa deve essere sufficiente a contenere le onde o le oscillazioni del pelo libero. I valori del franco di sicurezza possono dipendere dalle singole condizioni locali e dallo scopo a cui è adibito il canale; di norma franchi elevati devono essere adottati nei canali che convogliano correnti veloci, nei canali chiusi e in quelli che debbono convogliare portate di piena (canali di bonifica, di fognatura, scolmatori di piena, ecc.).

Un valore orientativo del franco di sicurezza (in m) può ricavarsi dalla relazione

$$f = 0,30 + 0,25Y$$

3.2 – *Manufatti in progetto*

Sulla scorta di quanto detto nei precedenti paragrafi procediamo al dimensionamento e alla verifica dei canali scolmatori previsti in progetto.

Per entrambe le derivazioni si utilizzano tubazioni interrate in PEAD spiralato SN8. Il funzionamento è a pelo libero tranne che per il tratto finale dove, per realizzare le condizioni funzionali alla strumentazione di misura delle portate, si utilizza una valvola parzialmente chiusa che determina il funzionamento in pressione dell'ultimo tratto. Il recapito finale è costituito dalla vasca di carico.

Il dimensionamento viene fatto per le portate di massima derivazione (TR 200 anni) restando implicito che, per portate minori, il funzionamento è ovviamente garantito.

3.2.1 – Canale ex convento

Il canale è costituito da un manufatto in c.a.

Il primo tratto si sviluppa per ca. **160** metri e presenta una pendenza del **1.0** %. Poi si ha un salto in roccia (cascata) per un dislivello di ca. **21** metri, al di sotto del quale viene realizzato un bacino di dissipazione. Da questo si diparte analoga struttura che raggiunge la roggia comunale coprendo un tratto di **40** metri con la pendenza del **1.0** %, un tratto di **24** metri con la pendenza del **8.7** % e un ultimo tratto di **60** metri con la pendenza del **1.0** %.



Profilo idraulico canale scolmatore "ex convento"

La scabrezza di G.S. è pari a **70** (calcestruzzo usurato) e non si vuole che la percentuale di riempimento superi il **60**%.

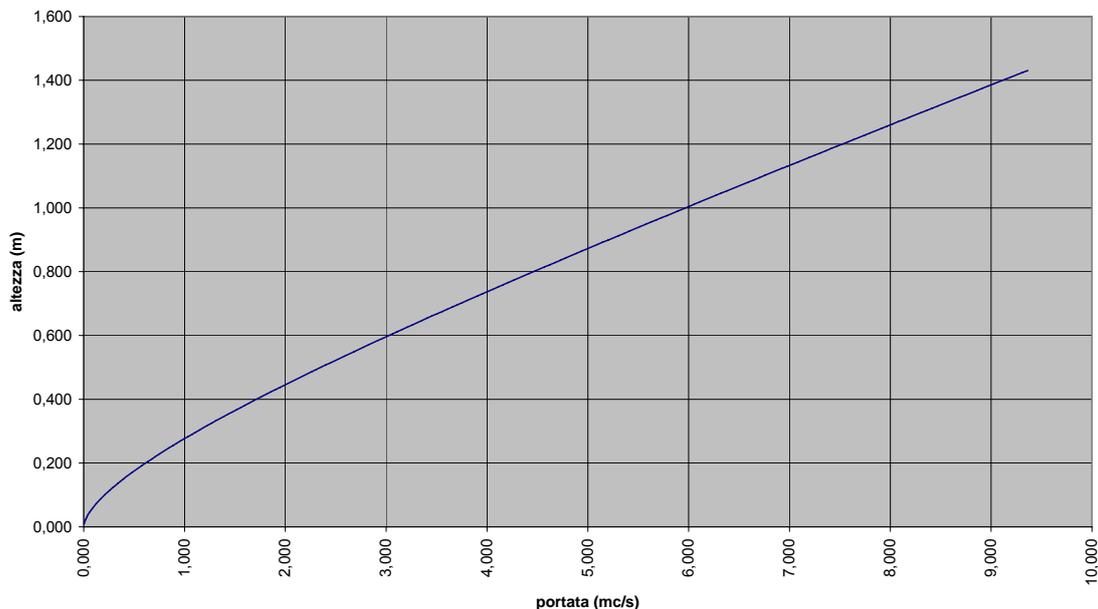
La portata massima abbiamo visto essere di **3.75** m³/s.

La scelta ricade su una sezione quadrata metri **1.50 x 1.50** la quale agevola le manovre di manutenzione (pulizia ecc.).

Per i tratti a pendenza 1.0 % in condizioni di moto uniforme si ha un battente di **70.2** cm con una percentuale di riempimento del **47** %, una velocità

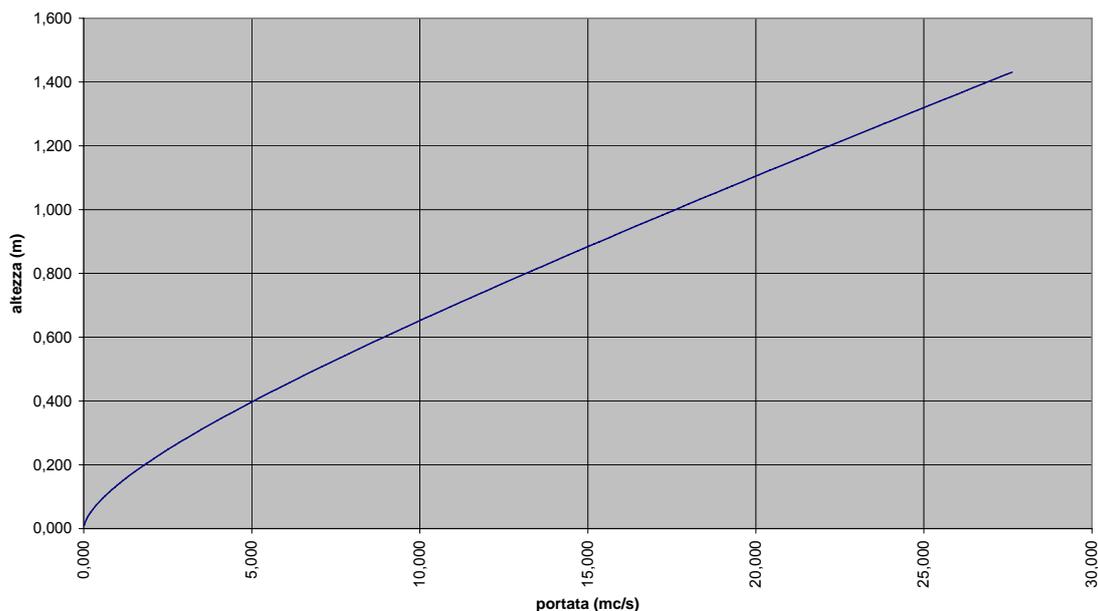
di **3.6 m/s** e un numero di Froude di **1.36**. Per il tratto a pendenza **8.7 %** si ha un battente di **32.5 cm** con una percentuale di riempimento del **22 %**, una velocità di **7.7 m/s** e un numero di Froude di **4.30**.

Scala di deflusso sezione rettangolare



Scala di deflusso canale scolmatore "ex convento" per $p = 1.0 \%$

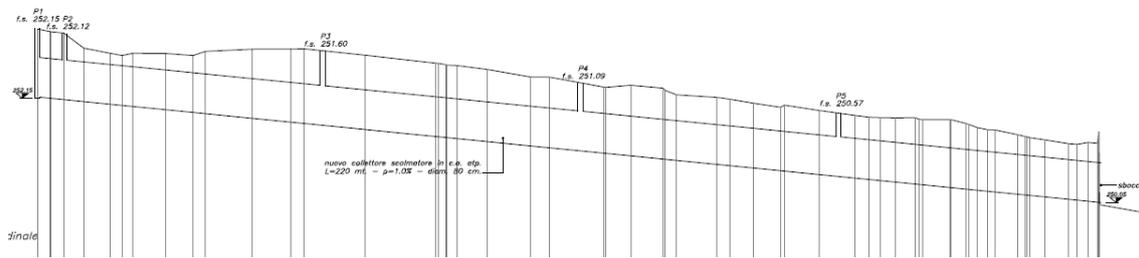
Scala di deflusso sezione rettangolare



Scala di deflusso canale scolmatore "ex convento" per $p = 8.7 \%$

3.2.2 – Canalizzazione via Matteotti

La condotta è costituita da una tubazione DN800 in cemento armato vibrocompresso con funzionamento a canaletta.

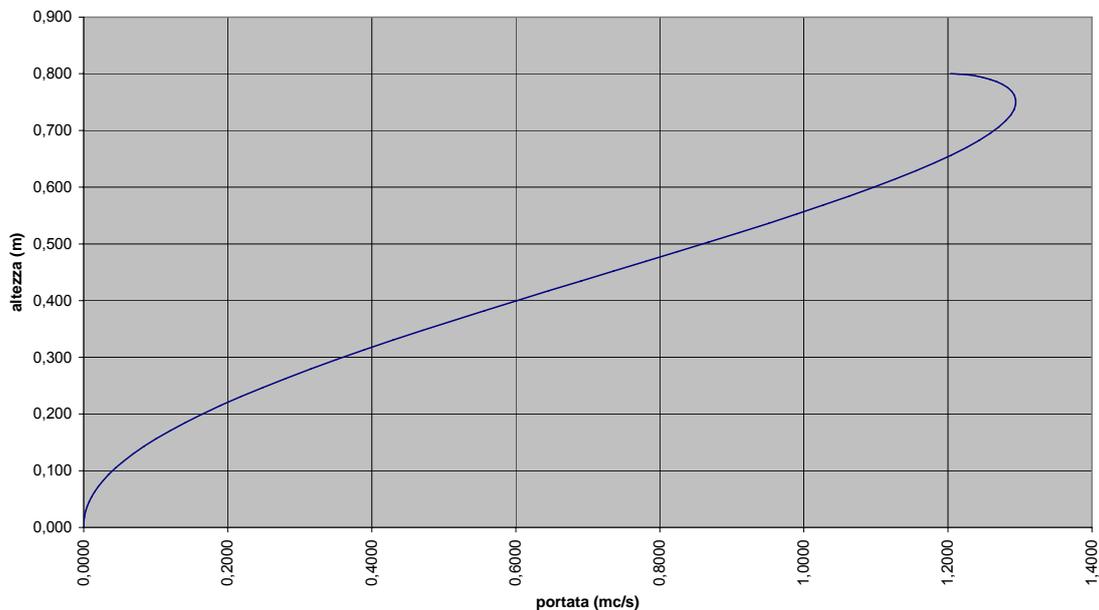


Profilo idraulico canale scolmatore "via Matteotti"

La scabrezza di G.S. è pari a **70** (calcestruzzo usurato) e non si vuole che la percentuale di riempimento superi il **80 %**.

La portata massima abbiamo visto essere di **1.15 m³/s** e presenta una pendenza costante del **1.0 %**. In condizioni di moto uniforme essa defluisce con un battente di **62.6 cm**, con una percentuale di riempimento del **78 %**, una velocità di **2.7 m/s** e un numero di Froude di **1.10**.

Scala di deflusso sezione circolare



Scala di deflusso canale scolmatore "via Matteotti" per p = 1.0 %

4 - CONCLUSIONI

L'analisi idrologica è stata svolta in riferimento alle serie storiche delle precipitazioni intense.

L'analisi idraulica è stata effettuata in condizioni di moto uniforme. Ciò è avallato dal fatto che le sezioni di deflusso sono tutte artificiali e quindi di dimensioni fisse e costanti.

Come si può dedurre dagli elaborati di calcolo riportati e dai relativi grafici, i valori della portata liquida considerati mettono in evidenza il corretto dimensionamento delle opere progettate.

Le verifiche dimensionali dei manufatti rispettano quanto previsto in merito dalla vigente normativa.

Le scelte operate nel presente progetto consentono pertanto, a parere dello scrivente, di realizzare un ottimo valore del bilancio costo-benefici.

Pont Canavese, novembre 2016

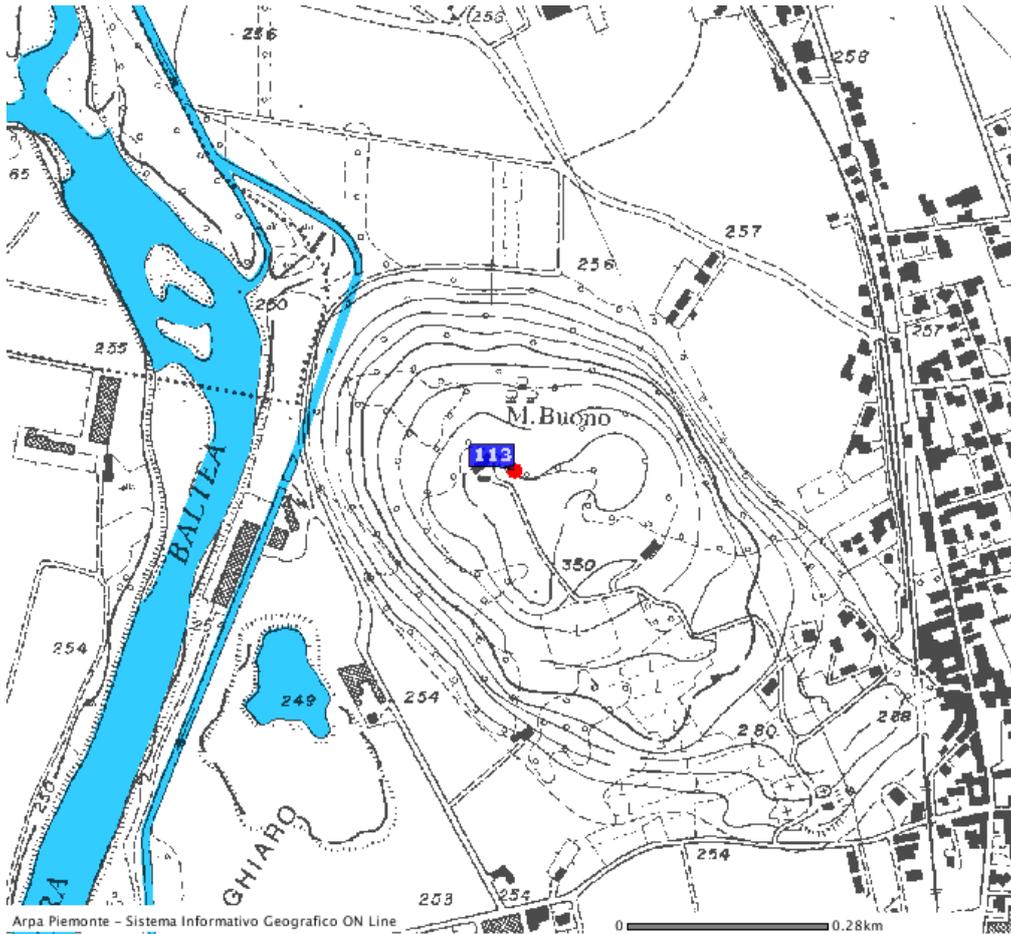
ing. Roberto Truffa Giachet

Allegato 1 – Pluviometro di Borgofranco di Ivrea

Di seguito si riportano alcune immagini relative al pluviografo di Borgofranco di Ivrea.

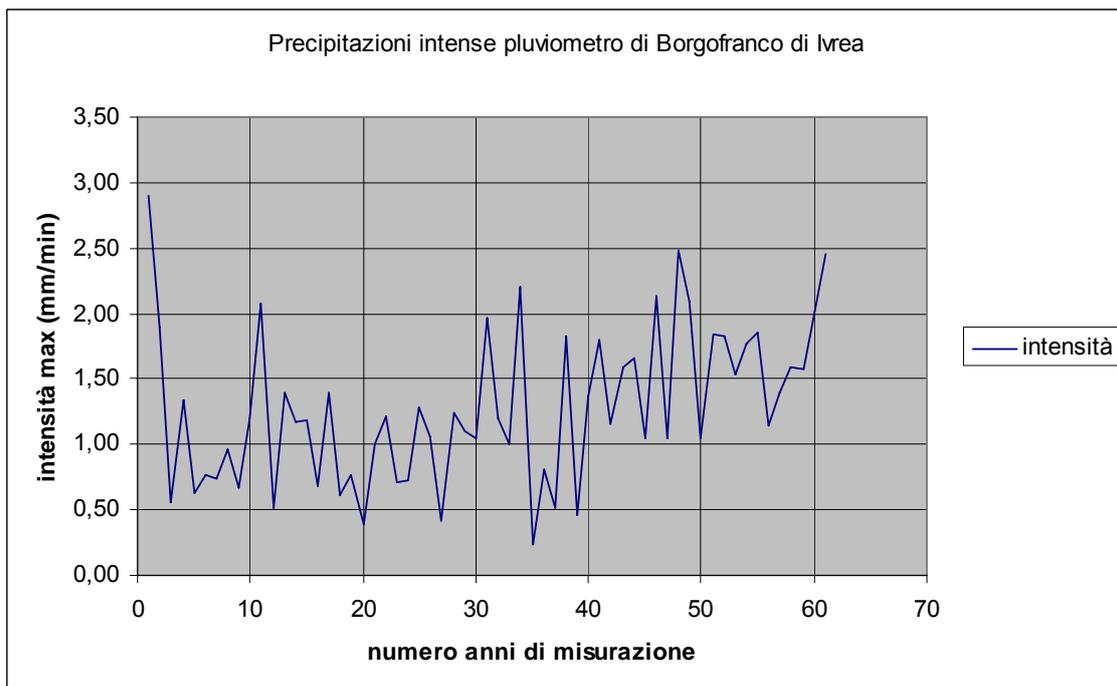


Panoramica sulla strumentazione di misura



Ubicazione planimetrica del punto di rilevamento delle piogge nel comune di Borgofranco di Ivrea

Si riportano infine le serie storiche delle massime intensità di pioggia.



Pluviometro di Borgofranco di Ivrea

n.	data	pioggia (mm)	durata (min)	intensità (mm/min)
1	20/07/1929	29,0	10,0	2,90
2	26/06/1930	38,0	20,0	1,90
3	14/07/1941	22,4	40,0	0,56
4	12/06/1942	40,0	30,0	1,33
5	12/04/1944	19,0	30,0	0,63
6	30/10/1945	23,0	30,0	0,77
7	10/08/1946	22,0	30,0	0,73
8	09/07/1947	29,0	30,0	0,97
9	29/08/1949	20,0	30,0	0,67
10	27/04/1952	12,0	10,0	1,20
11	08/08/1953	20,8	10,0	2,08
12	23/05/1954	15,6	30,0	0,52
13	20/06/1955	7,0	5,0	1,40
14	20/08/1956	35,0	30,0	1,17
15	14/08/1957	35,4	30,0	1,18
16	12/08/1958	3,4	5,0	0,68
17	23/05/1959	14,0	10,0	1,40
18	28/08/1960	6,2	10,0	0,62
19	26/06/1961	19,2	25,0	0,77
20	21/08/1962	15,8	40,0	0,40
21	06/09/1963	30,0	30,0	1,00
22	14/06/1964	18,2	15,0	1,21
23	09/09/1965	39,0	55,0	0,71
24	18/06/1966	29,2	40,0	0,73
25	27/06/1967	12,8	10,0	1,28
26	14/07/1968	10,6	10,0	1,06
27	03/09/1969	12,4	30,0	0,41
28	30/06/1970	12,4	10,0	1,24
29	05/07/1971	11,0	10,0	1,10
30	02/09/1975	15,6	15,0	1,04
31	01/10/1976	9,8	5,0	1,96
32	01/05/1977	12,0	10,0	1,20
33	07/08/1978	15,0	15,0	1,00
34	23/07/1979	11,0	5,0	2,20
35	08/08/1980	10,6	45,0	0,24
36	03/09/1981	36,4	45,0	0,81
37	02/08/1982	23,0	45,0	0,51
38	08/08/1984	18,2	10,0	1,82
39	07/07/1985	20,6	45,0	0,46
40	24/07/1986	13,6	10,0	1,36
41	07/07/1989	18,0	10,0	1,80
42	31/08/1990	11,6	10,0	1,16
43	22/06/1993	15,9	10,0	1,59
44	24/08/1994	16,6	10,0	1,66
45	13/09/1995	10,4	10,0	1,04
46	19/05/1996	21,4	10,0	2,14
47	28/08/1997	10,5	10,0	1,05
48	01/08/1998	24,8	10,0	2,48
49	07/08/1999	20,9	10,0	2,09
50	23/07/2000	10,5	10,0	1,05
51	29/08/2001	18,4	10,0	1,84
52	26/08/2002	18,3	10,0	1,83
53	16/07/2003	15,4	10,0	1,54
54	17/08/2004	17,7	10,0	1,77
55	11/09/2005	18,5	10,0	1,85
56	26/07/2006	11,5	10,0	1,15

57	08/08/2007	14,0	10,0	1,40
58	06/07/2008	15,9	10,0	1,59
59	26/05/2009	15,7	10,0	1,57
60	11/08/2010	20,1	10,0	2,01
61	13/07/2011	24,6	10,0	2,46

Allegato 2 – Elaborazioni statistiche

PLUVIOGRAFO DI BORGOFRANCO DI IVREA

Intensit... massima annuale

n.	anno	valore
1	1929	2.900
2	1930	1.900
3	1941	0.560
4	1942	1.330
5	1944	0.630
6	1945	0.770
7	1946	0.730
8	1947	0.970
9	1949	0.670
10	1952	1.200
11	1953	2.080
12	1954	0.520
13	1955	1.400
14	1956	1.170
15	1957	1.180
16	1958	0.680
17	1959	1.400
18	1960	0.620
19	1961	0.770
20	1962	0.400
21	1963	1.000
22	1964	1.210
23	1965	0.710
24	1966	0.730
25	1967	1.280
26	1968	1.060
27	1969	0.410
28	1970	1.240
29	1971	1.100
30	1975	1.040
31	1976	1.960
32	1977	1.200
33	1978	1.000
34	1979	2.200
35	1980	0.240
36	1981	0.810
37	1982	0.510
38	1984	1.820
39	1985	0.460
40	1986	1.360
41	1989	1.810
42	1990	1.160
43	1993	1.590
44	1994	1.660
45	1995	1.040
46	1996	2.140
47	1997	1.050
48	1998	2.480
49	1999	2.090
50	2000	1.050
51	2001	1.840
52	2002	1.830
53	2003	1.540
54	2004	1.770
55	2005	1.850
56	2006	1.150
57	2007	1.400
58	2008	1.590
59	2009	1.570
60	2010	2.010
61	2011	2.460

PLUVIOGRAFO DI BORGOFRANCO DI IVREA
Intensit... massima annuale

Ordinamento dei valori in modo crescente
e calcolo della frequenza cumulata relativa

n.	valore	frequenza cumulata relativa
1	0.240	0.01613
2	0.400	0.03226
3	0.410	0.04839
4	0.460	0.06452
5	0.510	0.08065
6	0.520	0.09677
7	0.560	0.11290
8	0.620	0.12903
9	0.630	0.14516
10	0.670	0.16129
11	0.680	0.17742
12	0.710	0.19355
13	0.730	0.20968
14	0.730	0.22581
15	0.770	0.24194
16	0.770	0.25806
17	0.810	0.27419
18	0.970	0.29032
19	1.000	0.30645
20	1.000	0.32258
21	1.040	0.33871
22	1.040	0.35484
23	1.050	0.37097
24	1.050	0.38710
25	1.060	0.40323
26	1.100	0.41935
27	1.150	0.43548
28	1.160	0.45161
29	1.170	0.46774
30	1.180	0.48387
31	1.200	0.50000
32	1.200	0.51613
33	1.210	0.53226
34	1.240	0.54839
35	1.280	0.56452
36	1.330	0.58065
37	1.360	0.59677
38	1.400	0.61290
39	1.400	0.62903
40	1.400	0.64516
41	1.540	0.66129
42	1.570	0.67742
43	1.590	0.69355
44	1.590	0.70968
45	1.660	0.72581
46	1.770	0.74194
47	1.810	0.75806
48	1.820	0.77419
49	1.830	0.79032
50	1.840	0.80645
51	1.850	0.82258
52	1.900	0.83871
53	1.960	0.85484
54	2.010	0.87097
55	2.080	0.88710
56	2.090	0.90323
57	2.140	0.91935
58	2.200	0.93548
59	2.460	0.95161
60	2.480	0.96774
61	2.900	0.98387

Media 1.2836
Scarto quadratico medio non deviato 0.5898

Comune di Montalto Dora
Lavori di sistemazione del territorio comunale in riferimento ai fenomeni di allagamento

PLUVIOGRAFO DI BORGOFRANCO DI IVREA
Intensit... massima annuale

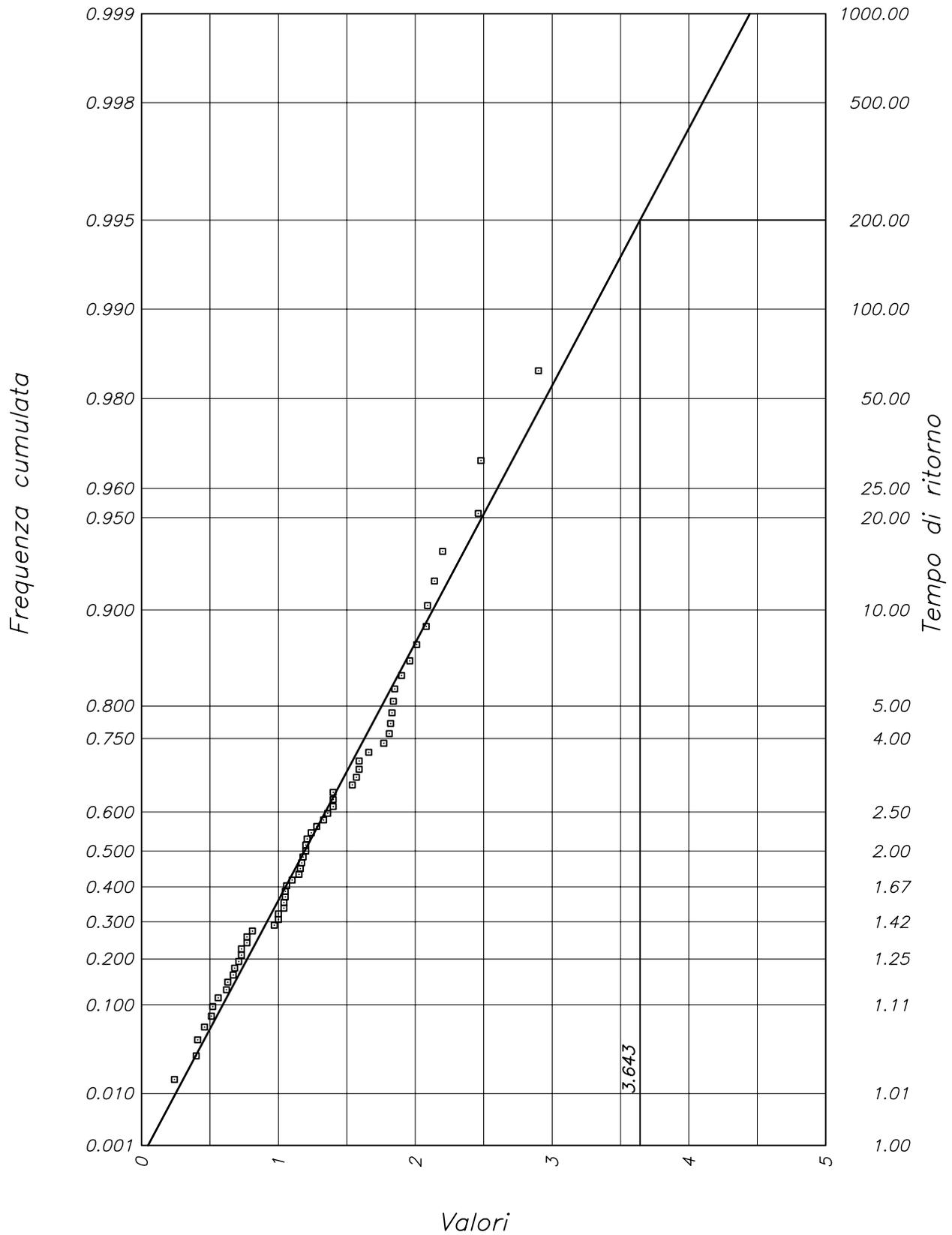
Regolarizzazione dei dati mediante la legge di Gumbel
(stima dei parametri con il metodo di Gumbel)

Media y sperimentale 0.5524
Scarto quadratico medio 1.1856
alfa 2.0101
u 1.0088

Tempo di ritorno 200 anni 3.6434

n.	valore	freq. cumul.	ys	y	funz. probab.	segno
1	0.240	0.01613	-1.41758	-1.54534	0.00919	-
2	0.400	0.03226	-1.23372	-1.22373	0.03338	+
3	0.410	0.04839	-1.10807	-1.20363	0.03572	-
4	0.460	0.06452	-1.00826	-1.10312	0.04912	-
5	0.510	0.08065	-0.92334	-1.00262	0.06552	-
6	0.520	0.09677	-0.84817	-0.98252	0.06917	-
7	0.560	0.11290	-0.77989	-0.90212	0.08502	-
8	0.620	0.12903	-0.71671	-0.78151	0.11250	-
9	0.630	0.14516	-0.65747	-0.76141	0.11750	-
10	0.670	0.16129	-0.60133	-0.68101	0.13864	-
11	0.680	0.17742	-0.54768	-0.66091	0.14420	-
12	0.710	0.19355	-0.49605	-0.60061	0.16150	-
13	0.730	0.20968	-0.44609	-0.56040	0.17353	-
14	0.730	0.22581	-0.39748	-0.56040	0.17353	-
15	0.770	0.24194	-0.35001	-0.48000	0.19868	-
16	0.770	0.25806	-0.30347	-0.48000	0.19868	-
17	0.810	0.27419	-0.25768	-0.39960	0.22510	-
18	0.970	0.29032	-0.21250	-0.07799	0.33922	+
19	1.000	0.30645	-0.16780	-0.01768	0.36137	+
20	1.000	0.32258	-0.12346	-0.01768	0.36137	+
21	1.040	0.33871	-0.07938	0.06272	0.39094	+
22	1.040	0.35484	-0.03546	0.06272	0.39094	+
23	1.050	0.37097	0.00839	0.08282	0.39831	+
24	1.050	0.38710	0.05226	0.08282	0.39831	+
25	1.060	0.40323	0.09623	0.10292	0.40568	+
26	1.100	0.41935	0.14037	0.18332	0.43496	+
27	1.150	0.43548	0.18477	0.28383	0.47100	+
28	1.160	0.45161	0.22950	0.30393	0.47811	+
29	1.170	0.46774	0.27465	0.32403	0.48518	+
30	1.180	0.48387	0.32029	0.34413	0.49222	+
31	1.200	0.50000	0.36651	0.38433	0.50616	+
32	1.200	0.51613	0.41340	0.38433	0.50616	-
33	1.210	0.53226	0.46104	0.40443	0.51306	-
34	1.240	0.54839	0.50954	0.46473	0.53350	-
35	1.280	0.56452	0.55899	0.54514	0.56003	-
36	1.330	0.58065	0.60951	0.64564	0.59195	+
37	1.360	0.59677	0.66123	0.70594	0.61040	+
38	1.400	0.61290	0.71427	0.78634	0.63413	+
39	1.400	0.62903	0.76879	0.78634	0.63413	+
40	1.400	0.64516	0.82495	0.78634	0.63413	-
41	1.540	0.66129	0.88295	1.06775	0.70908	+
42	1.570	0.67742	0.94298	1.12806	0.72349	+
43	1.590	0.69355	1.00530	1.16826	0.73278	+
44	1.590	0.70968	1.07019	1.16826	0.73278	+
45	1.660	0.72581	1.13796	1.30896	0.76330	+
46	1.770	0.74194	1.20901	1.53007	0.80532	+
47	1.810	0.75806	1.28379	1.61047	0.81890	+
48	1.820	0.77419	1.36284	1.63057	0.82216	+
49	1.830	0.79032	1.44683	1.65067	0.82537	+
50	1.840	0.80645	1.53660	1.67077	0.82853	+
51	1.850	0.82258	1.63317	1.69088	0.83164	+
52	1.900	0.83871	1.73789	1.79138	0.84643	+
53	1.960	0.85484	1.85251	1.91198	0.86261	+
54	2.010	0.87097	1.97941	2.01249	0.87489	+
55	2.080	0.88710	2.12192	2.15319	0.89037	+
56	2.090	0.90323	2.28491	2.17329	0.89243	-
57	2.140	0.91935	2.47595	2.27380	0.90220	-
58	2.200	0.93548	2.70768	2.39440	0.91281	-
59	2.460	0.95161	3.00383	2.91702	0.94734	-
60	2.480	0.96774	3.41764	2.95722	0.94936	-
61	2.900	0.98387	4.11902	3.80145	0.97791	-

CARTOGRAMMA DELLA DISTRIBUZIONE DI GUMBEL
 TEMPO DI RITORNO 200 ANNI VALORE 3.643
 PLUVIOGRAFO DI BORGOFRANCO DI IVREA
 Intensit? massima annuale



$fc = \exp(-\exp(-\alpha(x-u)))$
 $\alpha = 2.01007$
 $u = 1.00880$

Valore sperimentale
 Funzione di regressione