

CONSULENZE
GEOLOGICHE
MINERARIE
CIVILI

Dott. MAURIZIO FACCHIN
GEOLOGO - PERITO MINERARIO

Via F. Corridoni, 27 – 24124 Bergamo
Tel/Fax 035/4124060
Via Don Carlo Gnocchi, 22 - 24124 Bergamo
Tel/Fax 035/360627

REL.RG/4064-ri/03

COMUNE DI LUMEZZANE

Via Monsuello, 154 - 25065 Lumezzane

Provincia di Brescia



INDIVIDUAZIONE DEL RETICOLO IDRICO MINORE

Delibera Giunta Regionale 25 gennaio 2002, n. 7/7868 e D.G.R. del 01 agosto 2003 n° 7/13950

RELAZIONE IDROLOGICA ED IDRAULICA

Visto da:

Comune di Lumezzane

Redatto da:

Dott. Geol. Maurizio Facchin

.....
Idraulica a cura di:

Dott. Ing. Michele Giorgio

.....
Dott. Geol. Diego Marsetti

Dott. Ing. Antonio Chiusano

.....
Collaborazione

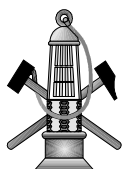
Dott. Marco Farina - Dott. Maurizio Giorgio - Dott. Carlo Bonfanti - Dott. Alberto Orsini

Aggiornamento alla Relazione Tecnica REL.RG/4064-ri/03 del Luglio 2003 a seguito del Parere n°36 del 17.03.04 della Regione Lombardia-Unità organizzativa, sede territoriale di Brescia

Maggio 2004

DOTT. MAURIZIO FACCHIN – GEOLOGO - PERITO MINERARIO

Via F. Corridoni, 27 – 24124 Bergamo Tel/Fax 035 4124060
Via Don Gnocchi, 22 – 24124 Bergamo Tel/Fax 035 360627
e-mail: facchin@weblithos.com



CONSULENZE
GEOLOGICHE
MINERARIE
CIVILI

Dott. MAURIZIO FACCHIN
GEOLOGO - PERITO MINERARIO

Via F. Corridoni, 27 - 24124 Bergamo
Tel/Fax 035/4124060
Via Don Carlo Gnocchi, 22 - 24124 Bergamo
Tel/Fax 035/360627

REL.RG/4064-ri/03

COMUNE DI LUMEZZANE

Via Monsuello, 154 - 25065 Lumezzane - BS

INDIVIDUAZIONE DEL RETICOLO IDRICO MINORE

Delibera Giunta Regionale 25 gennaio 2002 - n. 7/7868 e D.G.R. del 01 agosto 2003 n°7/13950

RELAZIONE IDROLOGIA ED IDRAULICA

Aggiornamento alla Relazione Tecnica REL.RG/4064-ri/03 del Luglio 2003 a seguito del Parere n°36 del 17.03.04 della Regione Lombardia-Unità organizzativa, sede territoriale di Brescia

INDICE

1	INTRODUZIONE	5
1.1	Premessa	5
1.2	Inquadramento morfologico	5
2	BACINI E CARATTERISTICHE FISIOGRAFICHE	8
2.1	Caratteristiche morfometriche dei bacini	8
2.2	Parametri di forma dei bacini	10
2.3	Parametri altimetrici dei bacini	11
2.4	Il tempo di corrivazione	12
3	PRECIPITAZIONI DI PROGETTO	14
3.1	Analisi idrologica.....	14
3.2	Il tempo di ritorno.....	14
3.3	L'indagine pluviometrica	15
4	FORMAZIONE DEI DEFLUSSI DI PIENA	19

4.1	Descrizione del fenomeno	19
4.2	La pioggia netta	20
4.3	Metodi per l'individuazione della pioggia netta	20
5	DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA.....	27
5.1	Descrizione del fenomeno	27
5.2	Pioggia di progetto e ragguaglio all'area.....	27
5.3	Modelli di formazione dei deflussi	30
5.4	Modelli di trasformazione afflussi-deflussi.....	31
5.5	Modello di Nash	34
6	CALCOLI IDRAULICI	35
7	VERIFICA DI OGNI SEZIONE.....	37

ALLEGATI

	Relazione idrologica ed idraulica		ns. Rif. REL.RG/4064-ri/03
	Schede tecniche relative ai punti di osservazione lungo il reticolo idrografico		ns. Rif. REL.RG/4064-sh/03
	Regolamento reticolo idrico minore		ns. Rif. REL.RG/4064-rg/03
Allegato 01	Carta reticolo idrografico minore comunale – Settore Nord	1:5.000	Rif. P4259.dwg
Allegato 02	Carta reticolo idrografico minore comunale – Settore Sud	1:5.000	Rif. P4260.dwg
Allegato 03	Carta bacini idrografici generali	1:20.000	Rif. P3336.dwg
Allegato 04	Carta bacini idrografici corsi d’acqua principali in territorio comunale	1:10.000	Rif. P3331.dwg
Allegato 05	Carta bacini idrografici corsi d’acqua secondari – Settore Nord	1:5.000	Rif. P3332.dwg
Allegato 06	Carta bacini idrografici corsi d’acqua secondari – Settore Sud	1:5.000	Rif. P3333.dwg
Allegato 07	Carta di gerarchizzazione dei corsi d’acqua – Settore nord	1:5.000	Rif. P3334.dwg
Allegato 08	Carta di gerarchizzazione dei corsi d’acqua – Settore Sud	1:5.000	Rif. P3335.dwg
Allegato 09	Carta reticolo idrografico minore comunale – Settore NW	1:2.000	Rif. P4279.dwg
Allegato 10	Carta reticolo idrografico minore comunale – Settore NE	1:2.000	Rif. P4280.dwg
Allegato 11	Carta reticolo idrografico minore comunale – Settore E	1:2.000	Rif. P4281.dwg
Allegato 12	Carta reticolo idrografico minore comunale – Settore SW	1:2.000	Rif. P4282.dwg
Allegato 13	Carta reticolo idrografico minore comunale – Settore SE	1:2.000	Rif. P4283.dwg

1 INTRODUZIONE

1.1 Premessa

Il presente lavoro tratta lo studio idrologico ed idraulico di supporto al Piano Regolatore Generale del Comune di Lumezzane, in provincia di Brescia, a seguito dell'incarico affidato dall'Amministrazione Comunale di Lumezzane per l'individuazione del Reticolo Idrico Minore ai sensi della d.g.r. n. 7/7868 del 25/01/2002.

La presente relazione è organizzata inizialmente con la redazione dello studio idrologico, ovvero la modellazione afflussi-deflussi attraverso la quale si è stimata la portata di piena utilizzata per la verifica idraulica delle sezioni di chiusura dei principali bacini idrografici relativi ai corsi d'acqua ricadenti nel territorio comunale di Lumezzane (BS), utilizzando il codice di calcolo URBIS.

Successivamente è riportata un'analisi idraulica dello stato di fatto con la quale si sono potuti definire i tiranti idrici che potranno instaurarsi in alveo per assegnati tempi di ritorno. La verifica idraulica è stata possibile solo per le sezioni dei corsi d'acqua per le quali è stato possibile eseguire un rilievo topografico di massima. Nei casi in cui non è stato possibile rilevare le sezioni di chiusura dei principali bacini considerati, si sono comunque stimate le portate di piena per i diversi tempi di ritorno previsti.

Sono quindi state identificate come opportune e necessarie le seguenti fasi di approfondimento:

- studio idrologico per la valutazione delle portate di deflusso, mediante le elaborazioni classiche dell'idrologia, tarate per la particolare situazione morfologica e geografica;
- studio idraulico per la verifica delle sezioni di chiusura dei principali bacini idrografici relativi ai corsi d'acqua ricadenti in territorio comunale, individuate negli [allegati 4, 5 e 6](#);

1.2 Inquadramento morfologico

L'andamento topografico è abbastanza irregolare, tipico di un ambiente montano.

Verso settentrione il Comune è delimitato da una aspra catena montuosa dolomitica ad andamento circa ESE – WNW che comprende le cime più elevate (da W: C.na di Sonclino 1349 m s.l.m., M.te Dossone 1337 m s.l.m., P.ta Camoghera, 1239 m

s.l.m., M.te Prealpa, 1270 m s.l.m., Dos Pelati 1136 m s.l.m., Cime di Cargne, 1124 m s.l.m., Monte Coca, 1069 m s.l.m.,

Il versante in sinistra idrografica presenta una morfologia meno accidentata; il confine segue approssimativamente lo spartiacque meridionale lungo rilievi meno elevati, da occidente: M. Palasso 1150 m s.l.m., Cima Valli Gemelle 999 m s.l.m., M.te Predosa 1076 m s.l.m., M.te Faette 964 m s.l.m., M.te Conche 1150 m s.l.m., M.te Catone 1119 m s.l.m., M.te Doppo, 1186 m s.l.m..

Il territorio compreso tra queste montagne da origine a due versanti asimmetrici che discendono nel Gobbio, ad andamento prevalente E – W nella porzione medio occidentale del Comune.

Verso Est (loc. Ruca) il Faidana confluisce nel Gobbio: la valle principale si biforca in due valli d'importanza secondaria, la valle Faidana in direzione Sud-Est e la valle Gobbio con direzione Est-Ovest.

La morfologia del versante settentrionale, caratterizzato da una maggiore estensione areale, presenta una netta e ben definita rottura di pendenza, una minore acclività verso la valle. Dimostra una stretta relazione tra l'evoluzione tettonico stratigrafica e gli ambienti deposizionali del fondovalle, dinamica che ha favorito l'insediamento abitativo.

Il versante opposto presenta una pendenza più costante fin quasi nell'alveo di fondo.

Trasversalmente alla vallata principale si intersecano delle incisioni secondarie contraddistinte da un accentuato dislivello e da un decorso pressoché rettilineo.

Le principali, che degradano dalla catena settentrionale, in senso orario, sono Valle Poffe Solive in loc. Termine, Valle dei Fiori, Valle di Renzo, Valle delle Poffe e Val Mezzana, Valle del torrente Cop, Valle del Rio Mosniga, Valle di Novegno, Val di Fles e Valle Serpenedolo. Proseguendo in senso orario lungo i versanti meridionali rileviamo, numerose valli minori che alimentano due principali valli, la Valle di Vedrine e la Valle Porcino.

La Valgobbio, ove terminano le valli sopracitate presenta una morfologia asimmetrica, in parte proprio per le litologie differenti affioranti in alveo.

La sponda sinistra, meno antropizzata, per numerosi tratti presenta versanti in roccia, localmente in erosione con pendenze elevate talvolta prossime alla verticale.

In destra idrografica le scarpate sono meno pronunciate, anche se si sottolinea come la forte antropizzazione dell'alveo non permetta una puntuale valutazione dell'effettiva azione del torrente, ma di delineare sostanzialmente un quadro d'insieme a carattere generale.

Verso settentrione i principali contributi provengono dalle emergenze idriche presenti a monte dell'urbanizzato e lungo le ripide incisioni torrentizie, generalmente asciutte ma riattivabili durante i periodi piovosi.

Alla quota dell'urbanizzato pressoché tutti gli impluvi sono stati tombinati, alcuni con opere di dimensioni palesemente sottodimensionate.

L'andamento di questi impluvi è diretto N-S nel pendio roccioso a monte, mentre nell'area urbanizzata tende a piegare verso occidente.

A meridione il *pattern* idrografico è di tipo “*dendritico*” come evidenzia la Valle porcino ed il Torrente Faidana in località “Le Vedrine”.

Gli insediamenti abitativi sono disposti sul versante meridionale della principale catena montuosa già descritta in precedenza, in particolare in corrispondenza della sensibile diminuzione di pendenza che si osserva attorno ai 600 m.s.l.m.

L'area urbana interessa una fascia continua tra questa quota ed il fondovalle del torrente Faidana a quota variabile da 400 m.s.l.m. (confluenza del Faidana) e circa 300 m.s.l.m. in loc. “Termine”.

Solamente in corrispondenza del Colle Aventino, rilievo allungato in direzione WSW – ENE, l'agglomerato urbano viene diviso in due aree, quella occidentale composta dalle frazioni di Gazzolo, Valle, Pieve, Piatucco, Fontana e Dosso e quella orientale composta da Villaggio Gnutti, San Sebastiano, Montagnone, Sonico, Premiano, San Apollonio, Ruca e Faidana.

Non vi sono altri agglomerati urbani separati da quelli citati, proprio per la morfologia del territorio abbastanza complessa e per la mancanza di strutture viarie adeguate.

L'ultimo insediamento produttivo, i cosiddetti PIP I e PIP II sono stati concretizzati in loc. Vedrine mediante un massiccio intervento antropico che ha portato al totale rimodellamento di un versante con scavi e riporti per realizzare l'insediamento di alcune attività produttive attive nell'area del Comune.

Anche lo stesso tessuto urbano presenta una notevole densità, una massiccia antropizzazione pervade l'intera superficie fabbricabile senza lasciare spazi a verde o comunque non rimodellati.

La conseguente impermeabilizzazione che ne deriva da tale situazione rende necessario il collettamento e lo scarico negli antichi impluvi ora tombinati per cui allo stato attuale non è possibile sapere con chiarezza lo stato di funzionamento dei singoli canali coperti e soprattutto le loro potenzialità effettive.

2 BACINI E CARATTERISTICHE FISIOGRAFICHE

2.1 Caratteristiche morfometriche dei bacini

Il bacino idrografico, relativo ad una data sezione fluviale, si può definire come il luogo che raccoglie le acque che sotto forma di deflussi superficiali o sotterranei transitano attraverso la sezione considerata. La superficie del bacino è percorsa da un insieme di corsi d'acqua che costituiscono la rete idrografica. In linea generale le caratteristiche di un bacino idrografico si possono suddividere in tre gruppi: caratteristiche morfometriche (o topografiche); caratteristiche delle rocce e caratteristiche della vegetazione. Le caratteristiche morfometriche influiscono direttamente sullo scorrimento superficiale, sulla produzione, sul trasporto e sul deposito di sedimenti. Per mezzo di opportuni parametri è possibile definire alcune caratteristiche morfometriche d'interesse di un bacino; questi parametri si dividono in vari gruppi a seconda che esprimano le dimensioni planimetriche, la forma, il rilievo, la pendenza del bacino, l'organizzazione del reticolo fluviale, ecc. ecc..

I parametri esprimenti le dimensioni planimetriche dei bacini sono:

- L'area del bacino, cioè l'area della proiezione orizzontale del bacino, normalmente assunta coincidente col bacino imbrifero. Viene misurata usualmente in Km² ed è stata ricavata dalla Carta Tecnica Regionale (scala 1:10.000).
- Il perimetro, ovvero la lunghezza del contorno del bacino; usualmente viene misurato in km,
- La lunghezza dell'asta fluviale principale, che serve per esprimere la dimensione longitudinale del bacino. La sua individuazione non è complessa in quanto il corso d'acqua più lungo è anche quello idrologicamente più importante, almeno in generale. Per l'analisi idrologica è fondamentale determinare la lunghezza dell'asta fluviale principale in quanto la risposta idraulica del sistema è fortemente legata a questa dimensione.

Negli [allegati 4, 5 e 6](#), si sono indicati i bacini e sottobacini idrografici, rispettivamente dei corsi d'acqua principali e secondari presenti in territorio comunale, per i quali verranno di seguito effettuate le verifiche idrauliche delle sezioni di chiusura.

Per quanto riguarda il reticolo idrografico analizzato, si è adottata la classificazione topologica di Horton-Strahler i cui risultati sono graficamente riportati negli [allegati 7 e 8](#). In sintesi, una rete idrografica può essere vista, dal punto di vista topologico,

come un albero, dove le *sorgenti* sono definite dai punti della rete posti negli estremi di monte; la *chiusura* è il punto estremo di valle del reticolo, le giunzioni (o *nodi*) sono i punti dove i *rami* si uniscono dando luogo a un unico ramo, dove si assume che in un nodo si uniscano non più di due rami; i *rami esterni* sono gli elementi della rete compresi tra una sorgente e il primo nodo di valle; i *rami interni* sono gli elementi della rete compresi tra due successive giunzioni o tra la chiusura e la prima giunzione a monte; la *magnitudo* μ di una rete è il numero complessivo delle sorgenti (o dei rami esterni); la *distanza topologica* di una certa sorgente dalla chiusura della rete è il numero di rami (di cui il primo esterno) compresi nel percorso che unisce la sorgente alla chiusura; il *diametro* λ del reticolo è la distanza topologica massima.

L'analisi quantitativa della struttura geomorfologica di una rete di drenaggio introdotta da Horton e successivamente sviluppata da Strahler, si basa sulla diversa importanza idrologica che i rami del reticolo vengono ad assumere via via che questo da monte si sviluppa verso valle. Strahler propose i seguenti criteri di ordinamento dei rami della rete:

- Le sorgenti originano rami e canali di ordine 1,
- Quando due rami di ordine *i*-esimo e *j*-esimo si congiungono, il ramo risultante assume l'ordine

$$K = \text{Max} [i, j, \text{int}(1+i/2+j/2)]$$

e due o più rami in successione, aventi medesimo ordine, formano un canale del loro stesso ordine,

- L'ordine Ω del bacino di drenaggio corrisponde a quello del canale di ordine massimo.

In pratica, l'emissario originato da rami dello stesso ordine assume ordine immediatamente superiore, mentre esso mantiene l'ordine del ramo d'ordine maggiore quando sia generato da rami di ordine diverso. Il metodo di Horton-Strahler è il più noto e anche quello maggiormente usato per la sua buona rappresentatività e, non ultimo, per la sua semplicità. Inoltre, esso permette di condurre analisi comparative abbastanza significative, dato che è abbastanza comune trovare bacini del medesimo ordine tra il grande numero di bacini analizzati con questo metodo nella letteratura geomorfologica e idrologica.

2.2 Parametri di forma dei bacini

Per caratterizzare la forma dei bacini idrografici sono stati proposti diversi parametri, detti fattori di forma o coefficienti di forma. Tutti questi parametri misurano, in un modo o nell'altro, il grado di allungamento del bacino. L'analisi di un bacino idrografico, condotta attraverso la determinazione di tali parametri, risulta in particolare significativa nella parte alta dei bacini, dove l'azione dell'uomo si fa sentire poco, sulla naturalità dell'organizzazione della rete di drenaggio. Nella parte bassa, viceversa, data la presenza di manufatti di interconnessione fra le reti, quali ad esempio gli scaricatori di piena, l'analisi perde di significatività. I parametri presi in considerazione sono i seguenti:

Rapporto di circolarità R_c ; è il rapporto tra l'area A del bacino e l'area del cerchio di uguale perimetro P :

$$R_c = 4\pi A / P^2 = 12,6 A / P^2 \quad \text{valori indicativi: cerchio 1, quadrato 0.78, rettangolo}(l*2l) 0.69$$

Coefficiente di uniformità (o fattore di compattezza) R_u ; è il rapporto tra il perimetro P del bacino e la circonferenza del cerchio di uguale area:

$$R_u = P / (2(\pi A)^{1/2}) = 0,28 P / A^{1/2} \quad \text{valori indicativi: cerchio 1, quadrato 1.13, rettangolo}(l*2l) 1.20$$

Fattore di forma R_f ; è il rapporto tra l'area del bacino e il quadrato della lunghezza L dell'asta fluviale principale:

$$R_f = A / L^2 \quad \text{valori indicativi: cerchio 0.78, quadrato 1, rettangolo}(l*2l) 0.5$$

Rapporto di allungamento R_a ; è il rapporto tra il diametro del cerchio di uguale area A e la lunghezza L dell'asta fluviale principale:

$$R_a = (2(A)^{1/2}) / (L(\pi)^{1/2}) = 1,13(A)^{1/2} / L \quad \text{valori indicativi: cerchio 1, quadrato 1.13, rettangolo}(l*2l) 0.80$$

Nella seguente tabella riepilogativa, sono riportati i valori dei parametri relativi ad ogni bacino individuato.

BACINO	A [kmq]	P [km]	L [km]	Rc	Ru	Rf	Ra
B1 - T. Gobbia	27,08	22,875	6,950	0,652	1,231	0,561	0,846
B2 - T. Garza	3,69	9,761	3,350	0,488	1,423	0,329	0,648
B5 - T. Faicare	0,80	3,832	1,450	0,690	1,196	0,383	0,699
B6 - T. Castolo	2,04	8,454	3,625	0,360	1,656	0,155	0,446
B7 - T. Fiori	2,44	8,404	3,225	0,436	1,506	0,235	0,548
B8 - T. Faidana	7,16	12,07	3,600	0,619	1,263	0,553	0,840
B9 - T. Porcino	2,99	7,311	2,450	0,705	1,183	0,498	0,798

2.3 Parametri altimetrici dei bacini

L'andamento altimetrico di un bacino è descritto dalla curva ipsografica, che si ottiene riportando in un diagramma cartesiano i punti le cui ordinate e ascisse rappresentano, rispettivamente, la quota e l'area totale delle porzioni di bacino che si trovano a quota superiore a questa. Le quote si possono riferire alla sezione di chiusura, oppure allo zero assoluto. Dalla curva ipsografica è facile determinare l'altezza media del bacino; questo valore è fondamentale ai fini del calcolo dei tempi di corrivazione dei vari bacini. Per la sua determinazione si può procedere in due modi. Se abbiamo la curva ipsografica in forma continua, possiamo utilizzare la forma in cui compare l'integrale:

$$h_{medio} = \frac{1}{A_b} \int_0^{A_b} h dA$$

Se viceversa abbiamo costruito la curva per punti discreti possiamo utilizzare la relazione:

$$h_{medio} = \frac{1}{A_b} \sum_i S_i A_i$$

dove:

DOTT. MAURIZIO FACCHIN – GEOLOGO - PERITO MINERARIO

Via F. Corridoni, 27 – 24124 Bergamo Tel/Fax 035 4124060

Via Don Gnocchi, 22 – 24124 Bergamo Tel/Fax 035 360627

e-mail: facchin@weblithos.com

A_b è l'area totale del bacino;

S_i è la quota media di una fascia di calcolo; per esempio se la fascia considerata va da quota 800 mt a quota 850 mt, la quota media vale 825 mt.;

A_i è l'area di una generica fascia altimetrica.

Infine un altro parametro caratteristico è il rilievo del bacino, dato dalla differenza fra la quota massima del bacino e la quota della sezione di chiusura dello stesso.

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa delle altezze medie dei bacini esaminati e le quote di rilievo dei bacini determinate secondo i metodi precedentemente descritti.

BACINO	Hmedia [mt]	Rilievo del bacino [mt]
B1 - T. Gobbia	829,90	1043,80
B2 - T. Garza	901,50	676,60
B5 - T. Faicare	915,25	600,50
B6 - T. Castolo	791,10	968,20
B7 - T. Fiori	850,90	999,80
B8 - T. Faidana	810,25	810,50
B9 - T. Porcino	756,65	799,30

2.4 Il tempo di corrivazione

Si definisce tempo di corrivazione il tempo impiegato dalla generica goccia d'acqua, caduta nel punto idraulicamente più lontano, a raggiungere la sezione di chiusura del bacino. Il tempo di corrivazione del bacino si stima in genere utilizzando formule che esprimono il legame mediamente esistente tra il tempo di corrivazione e alcune grandezze caratteristiche del bacino di facile determinazione. Molto usata in Italia, per stimare il tempo di corrivazione T_c , è la formula di GIANDOTTI (1934):

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{h_{medio} - h_{idr}}}$$

dove:

T_c è il tempo di corrivazione misurato in ore;

A è l'area del bacino, misurata in Km^2 ;

DOTT. MAURIZIO FACCHIN – GEOLOGO - PERITO MINERARIO

Via F. Corridoni, 27 – 24124 Bergamo Tel/Fax 035 4124060

Via Don Gnocchi, 22 – 24124 Bergamo Tel/Fax 035 360627

e-mail: facchin@weblithos.com

L è la lunghezza dell'asta principale, misurata in Km ;

h_{medio} è la quota geodetica media del bacino, determinata tramite l'analisi delle curve ipsografiche;

h_{idr} è la quota geodetica della sezione idrometrica di chiusura del bacino.

3 PRECIPITAZIONI DI PROGETTO

3.1 Analisi idrologica

La stima delle portate di piena drenate da un generico bacino, è stata effettuata a mezzo di un particolare modello di trasformazione afflussi - deflussi. L'utilizzazione di tale modello ha richiesto la predisposizione di uno studio idrologico sull'andamento pluviometrico delle precipitazioni nel territorio tale da costruire le curve di possibilità climatica. Tali elaborazioni saranno utilizzate quali dati di ingresso del modello che simula il comportamento idrologico del bacino in esame.

3.2 Il tempo di ritorno

Il legame probabilistico tra la massima altezza d'acqua in un condotto ed il tempo di ritorno T, o la probabilità P(Q) di non superamento, legame caratteristico di tutte le variabili casuali "estreme", è di tipo logaritmico.

Maggiormente significativo appare il concetto di "rischio R_N d'insufficienza in N anni", definito come il rischio che durante l'arco di vita tecnica dell'opera di N anni si verifichi almeno un evento che produca l'insufficienza dell'opera. Senza entrare nei dettagli della teoria statistica si può dimostrare che l'espressione che lega R_N a T vale:

$$R_N = 1 - P(Q_T)^N = 1 - (1-1/T)^N$$

che mostra come R_N cresca rapidamente, a parità di T, all'aumentare di N.

Fissando, ad esempio, un orizzonte temporale di efficacia dell'opera $N = 50$ anni, se si adottasse $T = 2 \div 10$ anni sussisterebbe in pratica la certezza (R_N prossimo ad 1) che l'opera entri in crisi almeno una volta nei suoi 50 anni di vita; se si adottasse invece $T = 50$ anni il rischio d'insufficienza R_{50} scenderebbe a 0,63 (2 probabilità d'insufficienza su 3); per ridurre tale rischio a 0,20 (1 probabilità d'insufficienza su 5) il tempo di progetto dovrebbe salire a 225 anni, mentre per avere R a meno del 5% occorrerebbe salire con T a circa 1000 anni.

Ciò non è viceversa compatibile con il presente studio, per il quale si valgono portate al colmo riconducibili ad eventi pluviometrici che abbiano ricorrenza centennale, cinquantennale, ventennale e decennale.

3.3 L'indagine pluviometrica

Come è generalmente accettato la determinazione della precipitazione di progetto avviene attraverso la preliminare ricostruzione di uno ietogramma sintetico derivante dall'elaborazione delle piogge intense registrate all'interno e nelle aree contermini al bacino da modellare. Questa fase conduce alla determinazione delle curve di possibilità pluviometrica media da associare a tale territorio ossia delle curve che legano, per assegnati tempi di ritorno, le altezze di precipitazione h alle corrispondenti durate t .

Il legame funzionale tra altezza di pioggia $h(t)$ e durata t viene di solito espresso da una relazione monomia del tipo:

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

dove a ed n sono i parametri caratteristici della stazione e rappresentano rispettivamente l'altezza di precipitazione relativa alla durata di un'ora e n la pendenza della retta che rappresenta la precedente relazione in un cartogramma probabilistico:

$$\log h = \log a + n \log t$$

La stima dei parametri a ed n viene effettuata riportando su tale piano le coppie di punti (t, h) e regolarizzandoli su una retta (quando non risulti più conveniente l'uso di una spezzata a due o più lati). Tali punti devono ovviamente essere tra loro omogenei, nel senso che devono avere un medesimo tempo di ritorno T .

Nel presente studio i tempi di ritorno prescelti per ricoprire il campo di interesse tecnico sono 100, 50, 20 e 10 anni.

Nella tabella seguente sono riportate le altezze di pioggia registrate presso l'osservatorio G. Pastori di Brescia, relative a durate di pioggia fissate (0.5, 1, 2, 3, 6, 12, 24 ore).

Precipitazioni intense rilevate presso l'osservatorio G.Pastori di Brescia [mm]							
Durata							
Anno	[h]	[h]	[h]	[h]	[h]	[h]	[h]
	0,5	1	2	3	6	12	24
1949	19,92	25,56	31,88	34,02	37,04	51,08	56,68
1950	16,56	24,86	45,57	64,88	98,21	104,28	105,59

DOTT. MAURIZIO FACCHIN – GEOLOGO - PERITO MINERARIO

Via F. Corridoni, 27 – 24124 Bergamo Tel/Fax 035 4124060

Via Don Gnocchi, 22 – 24124 Bergamo Tel/Fax 035 360627

e-mail: facchin@weblithos.com

1951	38,24	51,48	52,26	53,54	61,18	88,50	115,59
1952	25,70	49,20	55,30	57,30	57,70	57,70	64,81
1953	17,31	21,06	34,57	41,07	63,00	110,45	144,77
1954	26,20	31,60	36,60	38,50	38,50	42,00	42,70
1955	20,17	31,64	34,54	34,59	40,10	59,70	67,88
1956	13,00	26,00	50,00	50,00	50,16	58,20	60,09
1957	14,62	18,62	34,67	35,31	37,02	43,97	74,21
1958	13,29	16,39	21,39	35,18	56,09	94,98	118,32
1959	21,41	37,53	66,54	87,02	100,25	101,10	101,10
1960	17,39	21,59	32,41	37,19	58,04	74,60	82,62
1961	27,69	51,97	67,96	69,86	85,86	89,75	130,09
1962	21,75	26,50	30,90	34,13	37,38	44,08	53,23
1963	16,36	24,80	40,00	40,00	45,40	51,20	54,30
1964	18,50	22,20	23,76	25,91	32,53	51,86	61,99
1965	11,07	15,73	20,37	23,66	27,11	34,44	55,45
1966	26,21	40,23	41,36	41,92	47,94	47,94	71,45
1967	18,26	20,08	20,78	25,42	28,81	33,15	49,52
1968	33,24	38,08	56,36	67,04	74,24	74,24	82,12
1969	18,03	20,87	36,09	36,44	46,31	47,14	53,78
1970	16,08	17,55	21,02	21,77	27,60	37,88	49,21
1971	17,90	25,72	25,88	27,09	29,29	36,33	47,04
1972	15,15	20,48	32,23	34,79	35,90	41,04	61,14
1973	26,65	42,60	52,86	52,86	52,86	58,78	58,78
1974	19,82	32,88	35,47	38,89	42,82	49,65	74,15
1975	13,14	25,59	31,36	36,21	41,67	60,34	80,02
1976	15,67	25,08	37,09	42,17	63,78	72,66	94,48
1977	21,43	34,61	40,15	40,15	51,00	61,72	83,32
1978	21,40	25,20	49,90	50,10	50,10	50,30	50,30
1979	11,16	17,69	26,85	32,09	37,25	59,80	69,23
1980	13,62	17,33	20,59	22,24	32,32	53,69	88,62

DOTT. MAURIZIO FACCHIN – GEOLOGO - PERITO MINERARIO

Via F. Corridoni, 27 – 24124 Bergamo Tel/Fax 035 4124060

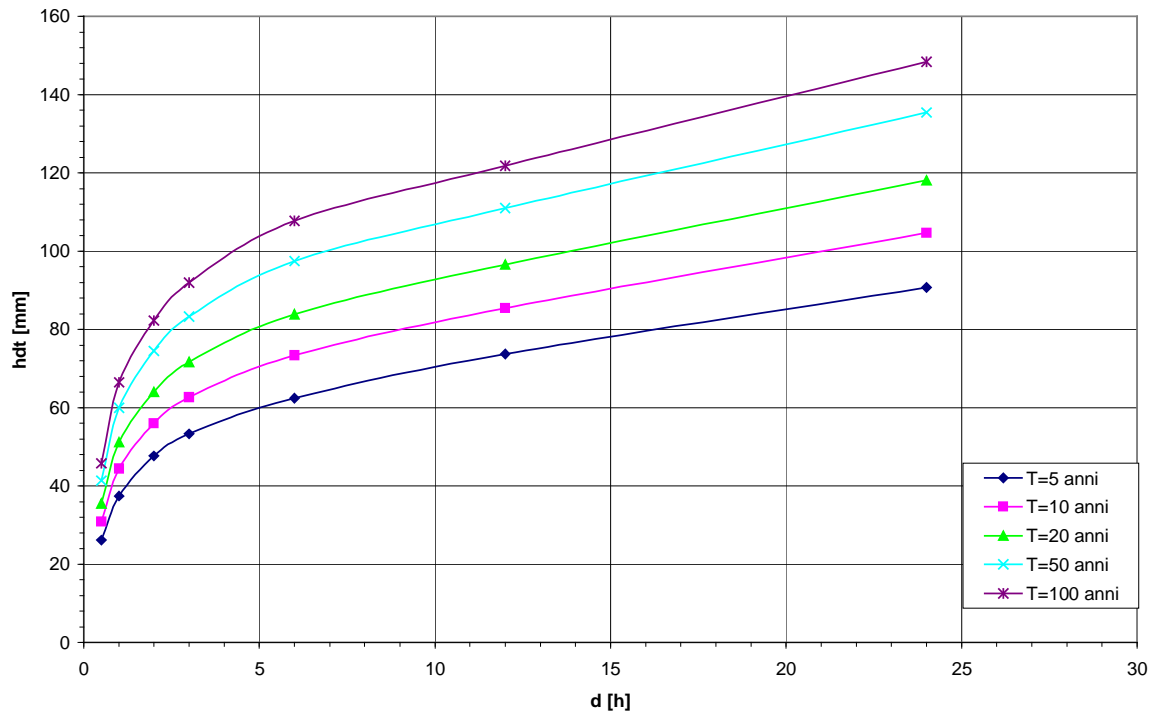
Via Don Gnocchi, 22 – 24124 Bergamo Tel/Fax 035 360627

e-mail: facchin@weblithos.com

1981	17,75	25,07	33,84	41,69	47,46	49,93	55,62
1982	46,34	68,04	74,97	74,97	74,97	74,97	86,64
1983	12,66	15,90	20,69	24,78	31,05	43,52	47,39
1984	16,18	19,70	24,12	32,77	46,43	48,34	54,58
1985	24,73	24,73	25,03	28,66	32,89	50,17	80,14
1986	17,32	21,80	25,44	29,56	29,85	40,39	62,54
1987	16,66	23,80	27,65	27,65	28,02	37,35	42,03
1988	14,71	25,36	40,45	48,51	54,37	56,50	60,45
1989	22,35	31,79	43,62	43,91	43,91	50,72	72,19
1990	16,48	27,85	34,93	35,30	35,69	50,94	66,91
1991	16,75	21,85	24,05	31,69	47,79	58,76	84,76
1992	15,99	24,18	27,64	40,40	46,95	73,57	90,16
1993	48,67	62,00	70,58	87,59	93,83	95,58	105,01

Nel grafico successivo vengono rappresentate per diversi tempi di ritorno le curve di possibilità pluviometrica per durate superiori ad 1 ora, determinate per i diversi tempi di ritorno.

LINEE SEGNALATRICI DI PROBABILITA' PLUVIOMETRICA PER DIVERSI TEMPI DI RITORNO



Infine, nell'ultima tabella si riportano i valori dei parametri a, n delle curve di possibilità, scelti per i diversi tempi di ritorno assegnati.

Tempo di Ritorno [Anni]	a	n
10	42,505	0,2962
20	48,809	0,2911
50	56,970	0,2861
100	63,087	0,2832

DOTT. MAURIZIO FACCHIN – GEOLOGO - PERITO MINERARIO

Via F. Corridoni, 27 – 24124 Bergamo Tel/Fax 035 4124060

Via Don Gnocchi, 22 – 24124 Bergamo Tel/Fax 035 360627

e-mail: facchin@weblithos.com

4 FORMAZIONE DEI DEFLUSSI DI PIENA

4.1 Descrizione del fenomeno

Quando durante una precipitazione piovosa di notevole intensità la quantità d'acqua che cade sul suolo supera abbondantemente quella che contemporaneamente passa nell'atmosfera per evapotraspirazione, nella rete idrografica si verifica un progressivo incremento dei livelli idrici.

In linea del tutto generale si può ritenere che la formazione dei deflussi di piena avviene per quattro differenti vie: afflusso diretto, deflusso superficiale, deflusso ipodermico, deflusso profondo.

1. Afflusso diretto – l'afflusso diretto rappresenta la parte del volume di pioggia che cade direttamente sulle superfici liquide (laghi, corsi d'acqua naturali) del bacino; esso è in genere piuttosto limitato;
2. Deflusso superficiale – salvo il caso raro di bacini fortemente permeabili, il maggior contributo alla formazione delle piene più importanti deriva dal deflusso superficiale;
3. Deflusso ipodermico – può accadere che, per suoli particolari, parte dell'acqua di pioggia infiltratasi nel terreno scorra più o meno parallelamente alla superficie del suolo, in uno strato superficiale di alcune decine di centimetri;
4. Deflussi profondi – i deflussi sotterranei profondi contribuiscono alla formazione della portata di piena in una sezione del fiume quando parte dell'acqua di infiltrazione ha la possibilità di raggiungere la rete idrografica a monte di tale sezione.

Da quanto detto appare chiaramente che il meccanismo con cui gli afflussi si trasformano in deflussi è del tutto differente per quelle componenti che raggiungono rapidamente in corso d'acqua e per la componente sotterranea che è molto più lenta.

L'idrogramma di piena è caratterizzato da un ramo ascendente, dovuto alla formazione dei deflussi, da un colmo, che rappresenta la portata massima passante, e da un ramo discendente, che identifica l'esaurirsi dell'evento di piena.

Il reale andamento del fenomeno è naturalmente molto più complesso. Accanto alla relazione afflussi – deflussi, sono da tenere in considerazione altre componenti, quali l'evapotraspirazione, la ritenzione superficiale, l'infiltrazione.

4.2 La pioggia netta

Si consideri l'equazione del bilancio idrologico:

$$P=(L_1+E+P_{net})+(F+S)$$

In cui:

- P è la pioggia totale;
- L_1 è la pioggia intercettata dalla vegetazione;
- E è l'evapotraspirazione;
- P_{net} è la pioggia netta;
- F è l'infiltrazione;
- S è la variazione dell'invaso specifico del bacino relativa al tempo in cui si è verificata la pioggia P.

Nel caso particolare oggetto della presente relazione, caratterizzata per la propria stessa finalità, dall'analisi di precipitazioni molto intense da cui derivano le piene, l'evapotraspirazione e l'intercettazione sono trascurabili rispetto ad altri termini. L'equazione del bilancio idrologico può pertanto scriversi:

$$P_{net}=P-L$$

Dove il termine L designa la quantità (F+S) e viene usualmente ed impropriamente denominato perdita.

I metodi finora sviluppati permettono di giungere a una valutazione globale del bilancio idrologico, mentre una più dettagliata analisi del fenomeno non appare oggi ancora possibile a causa delle scarse conoscenze che si hanno nei riguardi delle relazioni che intercorrono tra le grandezze che compaiono nell'equazione del bilancio.

4.3 Metodi per l'individuazione della pioggia netta

Non tutta l'acqua che cade su un bacino nel corso di una pioggia dà luogo alla formazione della piena; questo in ragione di una serie di perdite che, in misura differente, agiscono sul meccanismo di trasformazione degli afflussi in deflussi. Queste perdite sono tipicamente dovute all'intercettazione della vegetazione, all'accumulo negli invasi superficiali, all'evapotraspirazione e infine all'infiltrazione. Comunemente si parla generalmente di "perdite", ma è chiaro che dobbiamo capire in relazione a cosa il termine perdita è formulato. Nella pratica idrologica, si indicano con perdite tutti quei contributi che riducono le piogge lorde, indipendentemente dagli obiettivi che lo studio si propone.

La perdita per intercettazione della vegetazione è nell'ordine di pochi mm e, in occasione di eventi temporaleschi violenti, è una quantità praticamente trascurabile. Quello che succede quando piove, in particolare all'inizio della precipitazione, è che l'acqua, prima di raggiungere il suolo, viene intercettata da una serie di superfici, tra le quali ad esempio il fogliame delle piante. Se la pioggia è di entità modesta succede che l'acqua bagna tutte queste superfici, ma non raggiunge il suolo perché viene totalmente intercettata. Man mano cresce la durata o l'intensità della pioggia, il velo d'acqua che ricopre queste superfici prende a scorrere e quindi raggiunge il terreno. Come si può facilmente intuire la perdita per intercettazione della vegetazione dipende fortemente dallo stato vegetativo in cui si trova la pianta, nonché dalla sua specie. Terminata la pioggia tutte le superfici si presentano bagnate, l'acqua lascia il bacino per evaporazione; questo meccanismo è influenzato dall'insolazione, ma anche dalla presenza del vento. L'acqua che riesce a raggiungere il terreno in parte si invasa negli invasi superficiali, in parte si infiltra e in parte dà luogo a scorrimento superficiale; è quest'ultimo termine quello più importante ai fini della formazione della piena. La perdita d'acqua negli invasi superficiali è di solito nell'ordine di 2-3 mm per terreni impermeabili (strade, parcheggi ...), in relazione alla pendenza delle superfici scolanti; mentre in terreni permeabili tale perdita è nell'ordine di 4-5 mm, sempre in relazione alla pendenza delle superfici scolanti. L'acqua che si invasa in una depressione del terreno può abbandonarla attraverso due meccanismi: il primo è l'evaporazione, mentre il secondo è l'infiltrazione. È appena il caso di far notare che i due meccanismi possono agire in misura differente in relazione a diversi fattori, primo fra tutti la permeabilità del suolo, ma anche il grado di soleggiamento e la presenza di vento. Di nuovo le perdite per accumulo negli invasi superficiali sono importanti all'inizio della precipitazione, visto che all'aumentare dell'entità della pioggia gli effetti tendono a divenire trascurabili. Un ulteriore contributo di perdita è rappresentato dall'evapotraspirazione, questa è legata al ciclo vitale della pianta; sappiamo infatti che la pianta assorbe acqua dal terreno e la restituisce all'atmosfera attraverso il fogliame. Anche questa perdita è legata al periodo vegetativo in cui si trova la pianta nonché alla specie arborea della stessa (esistono piante che per la loro vita hanno necessità idriche superiori). Detto ciò è peraltro doveroso far notare che, nel corso di un evento meteorico che porta alla formazione di una piena, l'entità delle perdite per evapotraspirazione è talmente esiguo per cui è solitamente ragionevole trascurarlo. Ben altra importanza rivestono le "perdite" per infiltrazione nel terreno. L'infiltrazione dipende da vari fattori, primo fra tutti la permeabilità dei suoli, ma anche dalle condizioni di umidità dei suoli all'inizio della precipitazione. L'acqua che si infiltra in

parte dà luogo a scorrimento ipodermico (a breve distanza dalla superficie), e in parte alimenta le falde. L'acqua infiltrata in realtà non è persa del tutto ai fini del deflusso in alveo; perché comunque, come sappiamo, anche le falde alimentano i corsi d'acqua; l'unica differenza è dovuta al fatto che l'acqua nel terreno si muove molto più lentamente rispetto all'acqua che scorre in superficie, e quindi il terreno si comporta come un volano, restituendo l'acqua di falda molto più lentamente, con effetti non paragonabili a quelli provocati dallo scorrimento superficiale. La capacità di infiltrazione del terreno dipende non solo dalla natura stessa dei suoli, ma anche dalla modalità di utilizzo del suolo (pratiche agricole o quant'altro). Detto questo definiamo pioggia netta la parte della pioggia lorda che dà luogo a scorrimento superficiale e raggiunge la rete di drenaggio contribuendo alla formazione del corpo della piena. Per valutare la pioggia netta dobbiamo togliere dalla pioggia lorda tutti i termini di perdita descritti precedentemente; è però ovvio che operativamente la cosa non è facile, in quanto il fenomeno è altamente complesso e solo in casi particolarmente semplici può essere risolto. Per ovviare a questo inconveniente, dal punto di vista operativo sono stati proposti diversi metodi che consentono di ricostruire l'andamento delle piogge nette nel tempo, depurando opportunamente lo ietogramma delle piogge lorde. In mancanza di adeguate informazioni pluvioidrometriche che consentono una taratura del modello di piena, tuttavia, i vari metodi sono affetti da gradi di incertezze piuttosto elevati. In questo senso appaiono preferibili quei metodi che risultano più semplicemente applicabili o che si basano su scelte chiare, facilmente riproducibili e verificabili. Da questo punto di vista un certo successo ha riscosso il metodo CN (Curve Number) del SOIL CONSERVATION SERVICE americano che si appoggia sulla determinazione quali-quantitativa delle proprietà idrologiche dei suoli e sul loro utilizzo. In questo senso, posto:

$f(t)$ velocità di infiltrazione [mm/h];

$F(t) = \int_0^t f(\tau) d\tau$ volume specifico infiltrato fino all'istante t [mm];

$i(t)$ intensità di pioggia [mm/h];

$P(t) = \int_0^t i(\tau) d\tau$ volume specifico di pioggia lorda fino all'istante t [mm];

$Q(t) = P(t) - F(t)$ volume specifico di pioggia netta [mm]. (4.1)

Col metodo del Soil Conservation Service si suppone che vale la seguente relazione di proporzionalità:

$$\frac{Q}{P} = \frac{F}{V_s} \quad (4.2)$$

ovvero che il volume specifico di pioggia netta sta al volume specifico di pioggia lorda come il volume massimo infiltrato sta al volume massimo infiltrabile V_s . Il volume massimo infiltrabile può essere facilmente stimato con la seguente relazione:

$$V_s = \frac{25400}{CN} - 254 \quad [\text{mm}]$$

dove CN è il Curve Number del bacino considerato, determinato incrociando opportunamente le informazioni circa la natura dei suoli e l'uso degli stessi. Noto che sia il CN del bacino, conosciamo il volume specifico massimo infiltrabile V_s , e pertanto dalla (4.1) possiamo scrivere che:

$$F = P - Q \quad (4.3)$$

Sostituendo la (4.3) nella (4.2) otteniamo:

$$\begin{aligned} \frac{Q}{P} &= \frac{P - Q}{V_s} \\ Q &= \frac{P^2 - QP}{V_s} \\ Q + \frac{QP}{V_s} &= \frac{P^2}{V_s} \\ Q \left(\frac{V_s + P}{V_s} \right) &= \frac{P^2}{V_s} \\ Q &= \frac{P^2}{P + V_s} \quad (4.4) \end{aligned}$$

In genere, in luogo di tutta la pioggia lorda P , si considera una pioggia "efficace", ottenuta depurando la pioggia lorda dalle perdite iniziali di precipitazione I_a queste

DOTT. MAURIZIO FACCHIN – GEOLOGO - PERITO MINERARIO

Via F. Corridoni, 27 – 24124 Bergamo Tel/Fax 035 4124060

Via Don Gnocchi, 22 – 24124 Bergamo Tel/Fax 035 360627

e-mail: facchin@weblithos.com

perdite iniziali sono dovute ai contributi specifici di intercettazione e invaso nelle piccole depressioni superficiali descritti all'inizio del capitolo. La determinazione operativa di I_a in genere non pone problemi in quanto viene posta pari ad una percentuale c del volume massimo infiltrabile V_s cioè $I_a=cV_s$. Nella pratica idrologica è abitudine porre $c=0,2$, il che significa che le perdite iniziali sono pari al 20% del volume massimo infiltrabile. Se sostituiamo questa pioggia efficace nella (4.4) la relazione che otteniamo è la seguente:

$$Q = \frac{(P - cV_s)^2}{P - cV_s + V_s} = \frac{(P - cV_s)^2}{P + (1 - c)V_s}$$

$$Q = \frac{(P - 0,2V_s)^2}{P + 0,8V_s} \quad (4.5)$$

In questo modo abbiamo la possibilità di valutare facilmente l'entità del volume specifico di pioggia netta, noto che sia il volume specifico di pioggia lorda P , e il volume massimo infiltrabile V_s che dipende unicamente dal CN del bacino considerato. Nel caso in cui lo ietogramma di pioggia lorda è ad intensità costante, la depurazione dalle perdite è banale; nel caso invece si abbia a che fare con ietogrammi non uniformi, quali ad esempio lo ietogramma Chicago, la cosa diventa un po' più complessa. Ad ogni passo temporale t_k , secondo la discretizzazione adottata (ossia per $t_k = K\Delta t$ con $K = 1, 2, 3, \dots, N$), si valuta in modo sequenziale il valore della pioggia netta $Q_k = Q(t_k)$ in base alla seguente:

$$Q_k = 0 \quad \text{se } P_k < cV_s = I_a$$

$$Q_k = \frac{(P_k - cV_s)^2}{P_k + (1 - c)V_s} \quad \text{se } P_k \geq cV_s = I_a$$

dove il valore della pioggia lorda cumulata $P_k = P(t_k)$ è dato da:

$$P_k = \int_0^{t_k} i(\tau) d\tau$$

essendo $i(\tau)$ lo ietogramma in ingresso.

L'utilizzo dei modelli di calcolo automatico (quali ad esempio URBIS) consentono di effettuare la depurazione di uno ietogramma non uniforme in ingresso in modo

automatico, semplificando notevolmente il lavoro, noto che sia il CN del bacino. Resta ora da vedere come si arriva alla determinazione del CN dei bacini di interesse. In primo luogo dobbiamo conoscere la tipologia idrologica di suolo: il SCS ha raggruppato i suoli in quattro classi, in relazione essenzialmente alle caratteristiche di permeabilità. La classificazione adottata è la seguente:

- A) Suoli a basso potenziale di scorrimento superficiale. I suoli di questo gruppo presentano un tasso di infiltrazione elevato anche quando sono completamente bagnati. Sono costituiti principalmente da sabbie o ghiaie di notevole spessore, con drenaggio da buono o eccessivo.
- B) I suoli di questo gruppo presentano un tasso di infiltrazione moderato quando sono completamente bagnati. Sono principalmente suoli di spessore moderatamente elevato o elevato, con drenaggio da moderatamente buono a buono e con tessitura da moderatamente fine a moderatamente grossolana.
- C) I suoli di questo gruppo presentano un tasso di infiltrazione basso quando sono completamente bagnati. Sono principalmente suoli con uno strato che impedisce il movimento discendente dell'acqua, oppure suoli con tessitura da moderatamente fine a fine.
- D) Suoli ad alto potenziale di scorrimento. I suoli di questo gruppo presentano un tasso di infiltrazione bassissimo quando sono completamente bagnati. Sono principalmente suoli argillosi con un alto potenziale di rigonfiamento, suoli con una falda permanentemente alta, suoli con uno strato di argilla alla superficie o presso la superficie e suoli sottili giacenti sopra materiale pressoché impermeabile.

Dalla conoscenza della tipologia di suolo e dell'uso del suolo si può passare seguendo le procedure del SCS alla determinazione del coefficiente CN. Il CN medio relativo ad una data sezione di chiusura viene determinato con la seguente relazione, facendo una media pesata sull'area dei CN parziali:

$$CN = \frac{\sum_i A_i CN_i}{A_{tot}}$$

I valori del parametro CN, determinati con la procedura descritta in precedenza, si riferiscono ad una condizione media di umidità del terreno all'inizio della precipitazione. È però possibile prendere in considerazione anche situazioni diverse da quelle medie. Il metodo infatti classifica le condizioni di umidità in tre categorie:

1. AMC-I Potenziale di scorrimento superficiale minimo. I suoli del bacino sono sufficientemente asciutti da permettere un aratura o una coltivazione soddisfacente;
2. AMC-II Condizione media;
3. AMC-III Potenziale di scorrimento superficiale massimo. Il bacino è stato praticamente saturato dalle piogge precedenti.

I valori di CN corrispondenti alla categoria AMC-I e AMC-III si possono ricavare dal valore di CN corrispondente alle condizioni medie CN_{II} per mezzo delle seguenti relazioni:

$$CN_I = \frac{CN_{II}}{2,38 - 0,0138CN_{II}}$$

$$CN_{III} = \frac{CN_{II}}{0,43 + 0,0057CN_{II}}$$

I calcoli idrologici svolti nella presente relazione, sono stati condotti in condizioni di umidità medie. Nella tabella seguente sono riportati i valori del parametro CN di ogni singolo bacino analizzato, dedotte dalle diffuse classificazioni presenti in letteratura.

BACINO	CN
B1 - T. Gobbia	78
B2 - T. Garza	75
B5 - T. Faicare	75
B6 - T. Castolo	75
B7 - T. Fiori	76
B8 - T. Faidana	75
B9 - T. Porcino	75

5 DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA

5.1 Descrizione del fenomeno

Durante una precipitazione piovosa di notevole intensità, la quantità d'acqua che cade al suolo in un qualsiasi bacino può superare quella che contemporaneamente si perde per evapotraspirazione nell'atmosfera o per infiltrazione nel sottosuolo, e quindi provocare un progressivo innalzamento dei livelli idrici nelle aste fluviali.

Salvo situazioni molto particolari, la componente superficiale dei deflussi è di gran lunga la più importante delle due, pertanto i modelli matematici di uso più corrente prendono in considerazione la sola componente superficiale dell'onda di piena.

5.2 Pioggia di progetto e ragguglio all'area

La distribuzione temporale delle piogge di progetto può essere ottenuta attraverso metodi operativi o metodi stocastici. Questi ultimi schematizzano il processo di pioggia come un processo stocastico spazio temporale; i metodi operativi invece si basano, generalmente, su ipotesi affette da un certo grado di arbitrarietà, oppure su analisi di un certo numero di eventi intensi. I metodi stocastici vengono utilizzati perlopiù a livello di ricerca scientifica, mentre nella pratica ingegneristica si preferiscono adottare i metodi operativi che risultano più speditivi e pratici. Quello che ci interessa conoscere è la variabilità temporale della pioggia e se questa ha qualche implicazione a livello tecnico; infatti sappiamo bene che, se ci mettiamo in un punto di un bacino, nel corso dell'evento meteorico, l'altezza di pioggia, così come l'intensità, varia nel tempo. Quando le aree d'interesse sono di estensione non rilevante (qualche Km^2), la loro dimensione risulta confrontabile con quelle delle celle temporalesche o con gli aggregati di celle; per tali bacini si può considerare l'intensità dell'evento praticamente costante uniformemente distribuita. Pertanto, per piccoli bacini e brevi durate, è possibile considerare ietogrammi di pioggia lorda ad intensità costante. Assumendo che il volume di pioggia specifico (altezza) si possa esprimere con le curve di possibilità climatica, raggugliate, o meno, a seconda della dimensione del bacino, si ha:

$$h_r = a' d'' \quad [mm] \quad \text{volume di pioggia specifico (5.1)}$$

$$V = h_r A \quad [m^3] \quad \text{volume di pioggia}$$

pertanto definiamo l'intensità di pioggia nel seguente modo:

DOTT. MAURIZIO FACCHIN – GEOLOGO - PERITO MINERARIO

Via F. Corridoni, 27 – 24124 Bergamo Tel/Fax 035 4124060

Via Don Gnocchi, 22 – 24124 Bergamo Tel/Fax 035 360627

e-mail: facchin@weblithos.com

$$i_r = \frac{h_r}{d} = \frac{a' d^{n'}}{d} = a' d^{n'-1} \quad \left[\frac{mm}{h} \right] \quad \text{intensità (5.2)}$$

Se fissiamo la durata d dell'evento, la relazione (5.2) ci dà un'intensità di pioggia costante per tutta la durata; all'aumentare della durata d dell'evento, l'intensità tende a diminuire, mentre i volumi complessivi entranti nel bacino e, rappresentati dalla relazione (5.1), tendono ad aumentare. E' abbastanza evidente che difficilmente potremo osservare una pioggia che per tutta la sua durata si mantiene ad intensità costante. Nelle elaborazioni condotte per la stima degli idrogrammi di piena si è assunta una pioggia ad intensità variabile per tutte le durate e ragguagliata all'intera area di interesse. Con tale metodo la distribuzione temporale delle piogge si basa sulla costruzione dello ietogramma Chicago (pioggia ad intensità variabile); con questo ietogramma la pioggia cresce fino a raggiungere un picco d'intensità per poi decrescere. Questo tipo di ietogramma impone che per ogni durata, anche parziale, contenente l'istante del picco, l'intensità media della precipitazione dedotta dallo ietogramma deve essere congruente con quella definita dalle curve di possibilità pluviometrica.

Analiticamente, lo ietogramma può essere descritto dalle seguenti equazioni relative all'andamento $i(t)$ delle intensità di pioggia nel tempo, prima e dopo il picco:

$$i(t) = n a (\theta_b/r)^{n-1} \quad \text{prima del picco}$$

$$i(t) = n a (\theta_a/(1-r))^{n-1} \quad \text{dopo il picco}$$

dove:

θ_b : è il tempo intercorrente tra l'inizio della pioggia e l'istante corrispondente al picco;

θ_a : è il tempo intercorrente tra l'istante corrispondente al picco e la fine della pioggia;

r : è il rapporto tra il tempo prima del picco e la durata totale θ della pioggia e definisce la posizione del picco di pioggia;

a e n : sono i parametri della curva di possibilità pluviometrica.

Quanto al valore da assegnare al parametro r , sulla base dei risultati delle indagini statistiche condotte in diverse città estere e sulla scorta di analisi che hanno avuto

per oggetto il contesto urbano della zona in questione, si assumerà un valore pari a 0,4.

E' da considerare che lo ietogramma Chicago, per il modo con cui è costruito, contiene in sé le piogge critiche per tutte le durate parziali minori della durata complessiva; esso pertanto può essere utilizzato come ietogramma di progetto per tutti i sottobacini di un medesimo bacino, senza necessità di ricercare le durate critiche di ognuno di essi, purché la durata complessiva dello ietogramma sia sicuramente maggiore del tempo di corrivazione del bacino totale.

La definizione dello ietogramma di progetto ha richiesto il ragguaglio delle piogge puntuali (valide nel centro di scroscio) descritte dalla curva di possibilità pluviometrica all'area del bacino in studio. Allo scopo è stato adottato il metodo di Wallingford (Inghilterra) specificando l'area a cui si desidera effettuare il ragguaglio e basato sulle seguenti formule:

$$ARF = 1 - f_1 \times t^{-f_2}$$

dove ARF è il coefficiente di ragguaglio (Areal Reduction Factor), t (in ore) è la durata della pioggia, f_1 ed f_2 sono due parametri funzione dell'area A (in km²) del bacino tramite le relazioni:

$$f_1 = 0,0394 \times A^{0,354}$$

$$f_2 = 0,40 - 0,0208 \times \ln(4,6 - \ln A) \quad \text{per } A < 20 \text{ km}^2$$

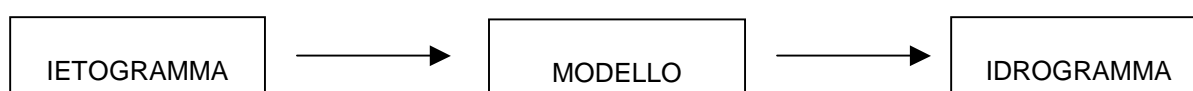
$$f_2 = 0,40 - 0,003832 \times (4,6 - \ln A)^2 \quad \text{per } 20 < A < 100 \text{ km}^2$$

Lo ietogramma di tipo Chicago, ragguagliato secondo le formule di Wallingford, viene totalmente ricalcolato determinando ed applicando i coefficienti di ragguaglio non solo per la durata complessiva, ma anche per tutte le durate intermedie. Il picco di intensità viene così spianato più del corpo dello ietogramma, in accordo con quanto avverrebbe se esso fosse stato generato sulla base di una curva di possibilità pluviometrica già ragguagliata.

Partendo dallo ietogramma di progetto così determinato, è possibile individuare le perdite idrologiche adottando le procedure precedentemente illustrate ottenendo in questo modo lo ietogramma delle piogge nette.

5.3 Modelli di formazione dei deflussi

I modelli di formazione dei deflussi di piena si propongono di rappresentare matematicamente i complessi processi idrologici del bacino collegando la distribuzione spazio-temporale delle piogge (ingresso $i(x,y,t)$ del sistema), al corrispondente idrogramma dei deflussi (risposta $q(t)$ del sistema).



La definizione del modello risulta condizionata in maniera determinante da:

- scarsa conoscenza dei fenomeni, soprattutto a livello locale
- scarsa conoscenza delle distribuzioni spaziali e temporali di afflussi e deflussi
- variabilità nel tempo dello stato fisico del bacino

Data l'evidente aleatorietà dei fenomeni, in pratica non esistono elementi sufficienti per caratterizzare in maniera realistica e univoca il comportamento del bacino, il cui funzionamento quindi viene modellizzato in maniera approssimativa con una o più relazioni matematiche di ingresso-uscita, e poi tarato stimando i parametri di queste relazioni.

In relazione alla loro struttura i vari modelli vengono classificati in:

- a. modelli a simulazione particolareggiata: modelli concettuali che cercano di simulare i singoli processi idrologici collegandoli con relazioni matematiche;
- b. modelli sintetici: che correlano tra loro le singole grandezze senza necessariamente descrivere il processo fisico. Questi si distinguono in:
 - b.1. modelli completi, che simulano il fenomeno complessivo
 - b.2. modelli di piena, che più semplicemente simulano il comportamento del bacino solo in occasione degli eventi di piena. Questi modelli dal punto di vista idraulico vengono distinti in:
 - b.2.1 modelli di trasferimento della massa liquida (*metodo della corrivazione*): nei quali si ipotizza che una goccia d'acqua caduta sulla superficie del bacino, scorra su di esso

unendosi ad altre gocce e si presenti alla sezione di chiusura dopo un certo tempo

- b.2.2 modelli di laminazione della massa liquida (*metodo dell'invaso*): nei quali si ipotizza che la pioggia caduta si accumuli come farebbe in un serbatoio.

5.4 Modelli di trasformazione afflussi-deflussi

A questo punto, note le piogge nette $P(t)$, la costruzione degli idrogrammi di piena viene effettuata tramite un modello matematico più o meno complesso che sia in grado di trasformare le piogge nette in portata $q(t)$ alla sezione di chiusura del bacino. Di norma il modello matematico viene rappresentato da un'opportuna funzione F, funzione di trasferimento, che gode di alcune proprietà: linearità e stazionarietà. Il significato di queste proprietà è il seguente:

linearità – ossia per il sistema vale il principio di sovrapposizione degli effetti; il che significa che se F è la funzione di trasferimento $q(t) = F(P(t))$ per l'ipotesi di linearità si ha che: $cq(t) = F(cP(t))$ dove c è una costante arbitraria;

stazionarietà – supposto che $q(t) = F(P(t))$ a qualunque sfasamento $\pm \tau$ negli ingressi corrisponde un analogo sfasamento nelle uscite: $F(P(t \pm \tau)) = q(t \pm \tau)$.

In queste condizioni la funzione di trasferimento F equivale alla risoluzione di un'equazione differenziale del tipo:

$$a_0 \frac{d^n q(t)}{dt^n} + a_1 \frac{d^{n-1} q(t)}{dt^{n-1}} + \dots + a_n = P(t)$$

ma anche:

$$q(t) = \int_0^t P(\tau)h(t-\tau)d\tau = \int_0^t P(t-\tau)h(\tau)d\tau \quad \text{integrale di convoluzione}$$

dove h(t) prende il nome di idrogramma unitario istantaneo (IUH).

La h(t) è la risposta ad un'immissione unitaria ed impulsiva che prende il nome di δ di Dirac.

$\delta(t) = 0 \quad \forall t \neq 0$ supponendo di avere l'impulso in $t=0$

$$\int_{-\infty}^{+\infty} \delta(t) dt = 1$$

perché si tratta di un impulso di valore unitario.

La risposta $h(t)$ (idrogramma unitario istantaneo IUH) vale:

$h(t) = 0 \quad \forall t < 0$ non possiamo avere risposta prima dell'impulso.

$h(t) \geq 0 \quad \forall t \geq 0$ la risposta è maggiore di 0 al più nulla, perché non possiamo avere portate negative.

$$\int_0^{\infty} h(t) dt = 1$$

ritroviamo esattamente lo stesso volume in uscita in quanto non ci sono perdite.

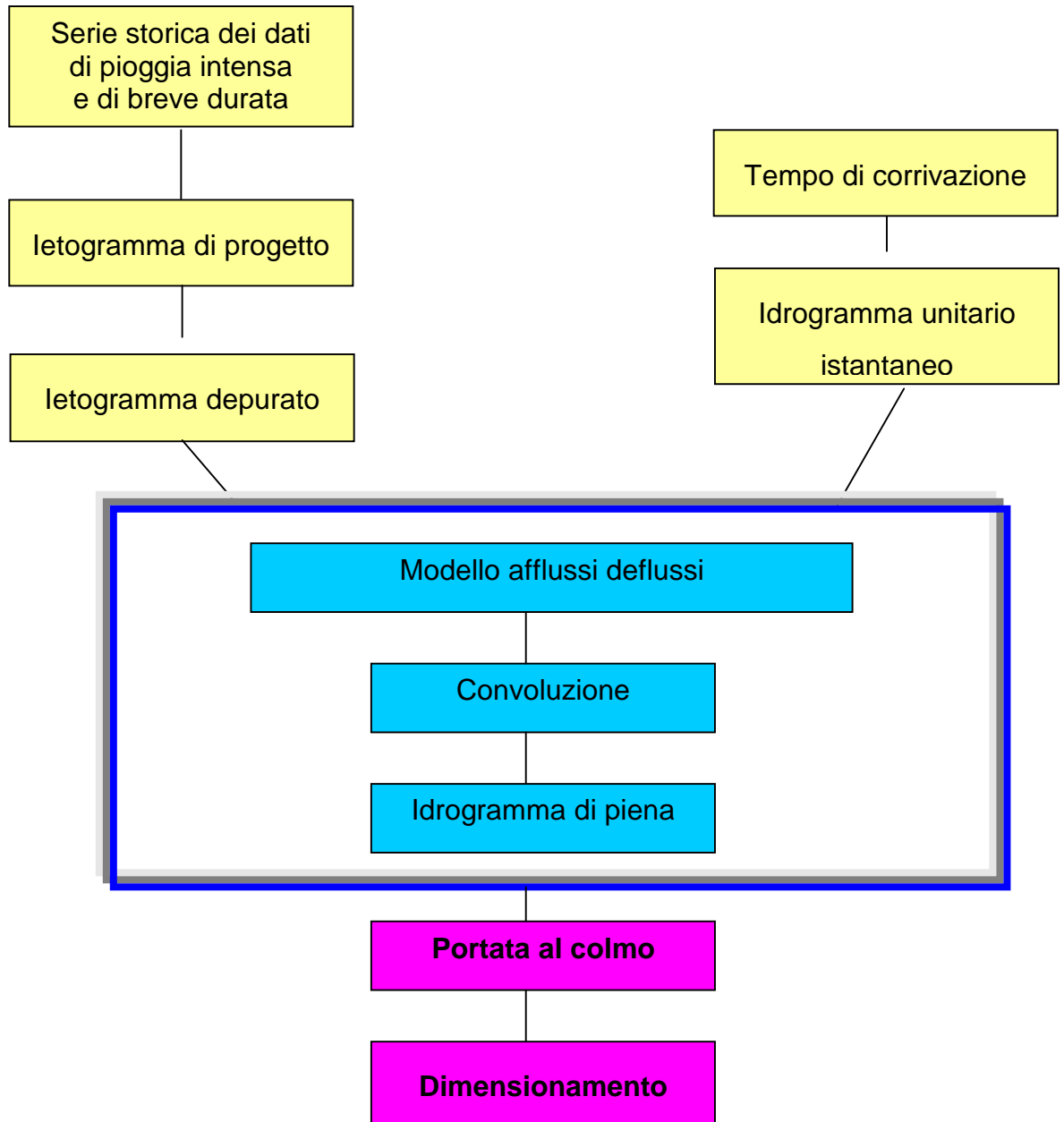
Quindi nella normale pratica idrologica la chiave per risolvere il problema del calcolo delle portate conseguenti ad una data pioggia netta è la conoscenza dell'idrogramma unitario istantaneo (IUH). Per la costruzione della funzione $h(t)$, nella pratica idrologica, sono stati adottati schemi concettuali molto diversi, ciascuno corrispondente al tentativo di simulare con un opportuno schema matematico uno o più aspetti ritenuti rilevanti nella propagazione dei deflussi superficiali sui versanti e nella rete di drenaggio.

Il modello adottato si basa sulla teoria dell'idrogramma unitario istantaneo, in cui la trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi viene eseguita numericamente attraverso la convoluzione di un idrogramma unitario istantaneo (IUH) scelto opportunamente tra i diversi tipi esistenti. L'IUH racchiude in sé le caratteristiche fisiche del bacino che interessano la formazione delle piene, come per esempio la capacità di invaso ed il tempo di risposta del bacino. Tra i modelli utilizzati e di seguito riportati nel presente progetto si è deciso di fare riferimento al modello di trasformazione afflussi-deflussi di Nash.

Mediante il programma automatico "Urbis" sviluppato dal Dipartimento di idraulica del Politecnico di Milano, è stata eseguita la trasformazione degli ietogrammi sintetici in onde di piena relativamente ai diversi tempi di ritorno considerati.

Il programma, partendo dalle curve di possibilità climatica, dallo ietogramma di progetto e dall'idrogramma istantaneo unitario, integra le equazioni del sistema e,

con il metodo della convoluzione, restituisce l'onda di piena. Il seguente diagramma a blocchi richiama le fasi concettuali e numeriche associate al modello di calcolo.



5.5 Modello di Nash

Lo studio dei fenomeni di piena consiste nella ricerca dei valori massimi di portata al colmo associati a prefissati tempi di ritorno, nonché alla simulazione dell'intera formazione delle onde di piena durante una data precipitazione, di progetto o reale. Le portate al colmo in questa sede vengono valutate mediante l'adozione di una procedura di trasformazione afflussi-deflussi basata sul modello di Nash, con una taratura del suo parametro caratteristico derivante dalle più recenti conoscenze sperimentali.

Il modello di Nash simula il comportamento del bacino mediante n serbatoi posti in serie caratterizzati dalla stessa costante K di invaso e nessun canale.

L'idrogramma istantaneo unitario assume la forma:

$$u(t) = \frac{1}{k(n-1)!} (t/k)^{n-1} e^{-t/k}$$

Dove k è la costante caratteristica dei serbatoi (supposti tutti uguali) e n il numero degli stessi. Per n e k esistono in letteratura formule empiriche. Nei bacini naturali la scelta di n e k deve essere effettuata in modo da riprodurre attendibilmente il tempo di risposta caratteristico del bacino.

Analogamente al metodo dell'invaso si assume k pari a 2/3 del tempo di corrivazione, calcolato con il metodo di Giandotti.

E' stata successivamente depurata la portata dalle perdite idrologiche, mediante l'applicazione delle ipotesi indicate al precedente capitolo 4.3.

6 CALCOLI IDRAULICI

I livelli idrici massimi che si possono verificare nei corsi d'acqua oggetto dello studio, sono stati valutati analiticamente ipotizzando la corrente unidimensionale in moto permanente, pur considerando che la simulazione dei moti permanenti in alvei naturali risulta inevitabilmente affetta da approssimazioni più o meno spinte, qualunque siano le formule ed i procedimenti adottati, a causa sia della complessità delle geometrie dell'alveo, sia dei diversi meccanismi dissipativi dell'energia della corrente provocati dalla resistenza delle pareti e della forma del letto.

Infatti, con opportune e corrette semplificazioni si giunge comunque ad attendibili riproduzioni del moto; in particolare è usuale nella pratica ingegneristica, per la determinazione dei livelli idrici massimi che si hanno in fase di piena, l'assunzione della condizione di moto permanente, ipotizzando un valore costante della portata, pari alla massima di progetto: si considera cioè accettabile simulare il comportamento idraulico del corso d'acqua durante il passaggio di un'onda di piena (moto vario) come una successione di fasi di moto permanente, ciascuna a portata costante.

Pertanto si è proceduto alla determinazione delle diverse grandezze idrauliche della corrente e del profilo di pelo libero che si instaura in condizioni di moto permanente nelle sezioni di chiusura dei diversi bacini analizzati così come indicato [negli allegati 4, 5 e 6](#) in cui è schematicamente rappresentata la geometria delle sezioni di chiusura.

Per le suindicate sezioni passaggio sono state rilevate le seguenti caratteristiche geometriche in funzione dell'altezza idrica h:

A = area della sezione bagnata

B = larghezza del pelo libero

P = perimetro bagnato

R = raggio idraulico

Per la ricostruzione della scala di deflusso di moto uniforme che rappresenta il legame tra portata e livello idrico, viene utilizzata la formula di Chezy:

$$Q = A \chi (R i)^{1/2} \quad (1)$$

dove:

Q = portata [m³/s]

A = sezione idraulica [m²]

χ = Coefficiente di resistenza al moto [m^{1/2}/s]

R = raggio idraulico [m]

i = pendenza media

Il coefficiente di resistenza al moto χ viene espresso secondo la seguente formula di Gauckler-Strickler:

$$\chi = c R^{1/6} \quad (2)$$

La scabrezza viene scelta secondo le condizioni dell'alveo del torrente, che per tutti i corsi d'acqua analizzati può essere definita in $c = 35$; questo valore rappresenta le caratteristiche di scabrezza di un corso d'acqua naturale con pareti in terra in cattive condizioni ed il fondo alveo con ciottoli e ghiaia. Per il torrente Fiori, il convogliamento verso il torrente Gobbia avviene mediante una tubazione in Cls del diametro stimato di 200 cm, pertanto il valore di scabrezza che si assume per la verifica idraulica è pari a 75.

Sostituendo nella (1) l'espressione (2), si ottiene la seguente espressione monomia:

$$Q = c A R^{2/3} i^{1/2} \quad (3)$$

Di seguito sono riportate le portate massime, determinate per i differenti tempi di ritorno considerati, relativamente ai bacini idrografici considerati.

BACINO	Q ₁₀ [l/sec]	Q ₂₀ [l/sec]	Q ₅₀ [l/sec]	Q ₁₀₀ [l/sec]
B1 - T. Gobbia	73.305,50	91.966,00	117.659,00	137.865,80
B2 - T. Garza	15.752,60	19.965,80	25.825,40	30.471,10
B5 - T. Faicare	4.274,70	5.433,40	7.048,10	8.330,20
B6 - T. Castolo	11.026,00	14.011,40	18.170,60	21.472,40
B7 - T. Fiori	13.712,70	17.391,30	22.502,50	26.550,50
B8 - T. Faidana	26.850,90	34.024,50	44.002,60	51.915,60
B9 - T. Porcino	15.430,50	19.627,30	25.480,10	30.130,30

7 VERIFICA DI OGNI SEZIONE

La verifica idraulica viene effettuata per le sezioni trasversali del corso d'acqua per le quali è stato possibile effettuare un rilievo di massima. In particolare le sezioni in cui si sono effettuate le verifiche idrauliche con le metodologie precedentemente illustrate, sono quelle indicate negli [allegati 4, 5 e 6](#) in cui si sono riportate delle documentazioni fotografiche di supporto.

Di seguito viene riportata una tabella riepilogativa in cui sono indicate le massime portate transitabili nelle sezioni osservate ed il corrispondente rapporto di riempimento espresso in termini percentuali.

BACINO	Q_{max} [l/sec]	$Q_{10}/$ Q_{max}	$Q_{20}/$ Q_{max}	$Q_{50}/$ Q_{max}	$Q_{100}/$ Q_{max}
B1 - T. Gobbia	300.276,00	0,244	0,306	0,392	0,459
B6 - T. Castolo	34.956,00	0,315	0,401	0,520	0,614
B7 - T. Fiori	58.448,00	0,235	0,298	0,385	0,454
B8 - T. Faidana	84391,00	0,318	0,403	0,521	0,615