



Comune di Messina



**Università degli Studi di Messina
Dipartimento di Ingegneria Civile**

ACCORDO DI PROGRAMMA TRA
COMUNE DI MESSINA - STAFF PROTEZIONE CIVILE

E

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MESSINA - DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE

**Valutazione della pericolosità idraulica dei
torrenti: Galati, Mili, Larderia, Zafferia, San
Filippo, Cumia-Bordonaro, Bisconte-Catarratti e
Papardo nel territorio comunale di Messina**

RELAZIONE GENERALE

REDAZIONE

Prof. Ing. Giuseppe Tito ARONICA

COLLABORATORI:

Dott. Ing. Brunella Bonaccorso per gli studi idrologici

Dott. Ing. Giusina Brigandì per gli studi idrologici

Dott. Ing. Susanna Naso per gli studi idraulici

Il Responsabile Scientifico
Prof. Ing Giuseppe Tito ARONICA

Il Direttore del Dipartimento
Prof. Ing. Antonino D'ANDREA

Indice

1. PREMESSE	
<i>Generalità</i>	5
<i>Inquadramento territoriale</i>	6
<i>Articolazione delle attività</i>	8
2. PERICOLOSITA' E RISCHIO IDRAULICO	
<i>Definizioni</i>	13
<i>Quadro normativo in materia di rischio idraulico</i>	14
3. ANALISI IDROLOGICHE	
<i>Generalità</i>	23
<i>Forzanti pluviometriche</i>	25
<i>Calcolo delle portate di piena liquida</i>	31
<i>Calcolo delle portate per le correnti detritiche</i>	36
4. ANALISI IDRAULICHE	
<i>Generalità</i>	41
<i>Modellazione idraulica monodimensionale</i>	42
<i>Modellazione idraulica bidimensionale</i>	43

1

PREMESSA

GENERALITA'

A seguito dei gravi eventi alluvionali e di frana che hanno interessato il territorio del Comune di Messina in anni recenti, appare quanto mai necessario, ancorché urgente, affrontare lo studio delle criticità idrauliche e geomorfologiche del territorio attraverso una più attenta definizione della classe di pericolosità idraulica delle aree ritenute maggiormente a rischio, anche in vista del previsto aggiornamento del Piano Straordinario per l'Assetto Idrogeologico. L'identificazione di tali criticità risulta, infatti, propedeutica alla definizione degli obiettivi e delle linee di intervento per la riduzione del rischio idraulico a livelli prefissati.

In tale contesto il Comune di Messina ha affidato al Dipartimento di Ingegneria Civile (DIC) dell'Università di Messina l'incarico di svolgere il seguente studio:

“Valutazione della pericolosità idraulica nel territorio Comunale di Messina, dei torrenti/fiumare: Galati, Mili, Larderia, Zafferia, San Filippo, Cumia-Bordonaro, Bisconte-Cataratti e Papardo”;

Tale studio è mirato all'analisi dello stato di pericolosità idraulica del territorio messinese posto nel versante ionico, con particolare riferimento ai torrenti che nel P.A.I. sono stati indicati come **“siti d'attenzione”**.

A tal fine, sono state condotte analisi idrologiche ed idrauliche delle aree in esame, in seguito alle quali sono state ricavate le mappe di pericolosità idraulica sulla base delle informazioni cartografiche e topografiche fornite dall'Amministrazione comunale.

La presente relazione ha come oggetto principale la descrizione dei risultati e delle procedure che hanno portato alla valutazione della pericolosità idraulica nei bacini esaminati.

I prodotti che l'Università di Messina ha sviluppato per l'Amministrazione Comunale di Messina sono i seguenti:

1. Carte delle aree inondabili, per i tempi di ritorno previsti dal Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico della Regione Siciliana, risultanti dall'applicazione di modelli idraulici opportuni lungo i tratti terminali delle aste torrentizie e in generale per i tratti vallivi. Le aree inondabili sono riferite sia alla propagazione di correnti liquide sia di correnti solide (colate), alla luce delle indicazioni della Direttiva Europea 2007/60/CE sulle alluvioni;
2. Mappe delle pericolosità idrauliche a scala non inferiore a 1:10000, redatta secondo le procedure previste dal Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico della Regione Siciliana;

Questi prodotti costituiscono la base per le successive analisi di vulnerabilità e rischio a supporto degli strumenti di pianificazione del territorio comunale di Messina.

INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'area oggetto di studio ricade all'interno del territorio comunale della città di Messina. I bacini considerati per lo studio sono quelli dei torrenti Bisconte, Cumia, Galati, Larderia, Mili, Papardo, S. Filippo, Zafferia (Figura 1).

Come prima accennato, la scelta di questi bacini è stata motivata dal fatto che gli stessi sono stati recentemente interessati da fenomeni di inondazione e che vengono classificati dal Piano Straordinario per l'Assetto Idrogeologico della Regione Sicilia come "**siti di attenzione**", a causa delle criticità idrauliche potenzialmente individuabili per le interazioni tra i sistemi antropici e i reticoli idrografici.

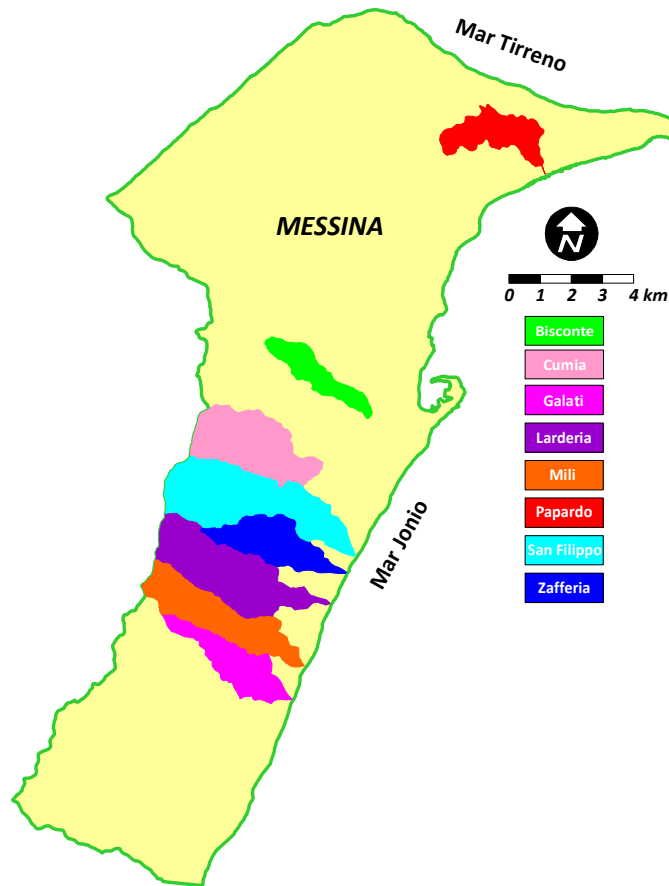


Figura 1. Inquadramento territoriale dell'area di studio con localizzazione geografica dei bacini

In tali bacini, i fenomeni di dissesto idraulico più frequenti sono riferibili alle seguenti tipologie:

- fenomeni di esondazione per cause morfologiche e/o antropiche. Si tratta solitamente di aree a limitata altezza rispetto all'alveo, nelle quali l'esondazione è favorita, in alcuni casi, dall'accumulo locale di sedimenti. In particolare, i fenomeni di esondazione sono caratterizzati generalmente da allagamenti delle aree prossime alle sponde dell'alveo o dei canali artificiali per effetto di:
 - a) insufficienza idraulica dovuta a riduzione delle sezioni idriche utili causate dalla presenza di fitta vegetazione in alveo, dall'apporto di detriti ovvero da materiale riversato impropriamente negli alvei;
 - b) crisi idrauliche localizzate dovute a restringimenti di sezione (tombini, ponticelli, ecc.) e regimentazione idraulica non adeguata;
 - c) cedimenti di arginature e muretti spondali;
 - d) utilizzo improprio degli alvei come sedi viarie (alvei-strada), soprattutto in

prossimità dei centri urbani;

- e) aree urbane ad elevata suscettibilità di allagamento ubicate al piede di valloni e per le quali non sono state previste opere di raccolta ed allontanamento delle acque provenienti da monte.
- fenomeni di crisi idraulica da alluvionamento: tali fenomeni possono verificarsi al piede dei valloni incisi, dando luogo ad un trasporto sia liquido che solido. Infatti numerosi valloni, generalmente incisi, spesso non recapitano in un reticolo idrografico vero e proprio, ma riversano le acque nelle zone di contatto con le aree pianeggianti. Fenomeni di alluvionamento si hanno anche lungo le aste montane incise con tratti di possibile crisi per piene repentine, colate detritiche e alluvioni di conoidi;
- presenza di attraversamenti che restringono la sezione di deflusso (favorita dalla mancanza di regolare manutenzione dell'alveo e dalla generale mancanza delle distanze di rispetto idraulico dai corsi d'acqua e dalle aree demaniali). Inoltre, molto spesso, gli attraversamenti sono interessati da dissesti causati da scalzamento-incisione delle pile e da scarsa manutenzione dell'alveo lungo la sezione limitrofa;
- tratti d'alveo artificiali e alvei coperti: quest'ultima tipologia, purtroppo, risulta molto frequente a ridosso dei centri urbani, soprattutto in corrispondenza di piccoli torrenti che possono, in occasione di intensi eventi pluviometrici, costituire un serio pericolo per la pubblica incolumità. I tratti tombati, infatti, risultano molto spesso ostruiti, interriti, con scarsa manutenzione oppure facilmente ostruibili dal materiale solido e galleggiante trasportato da monte durante gli eventi di piena.

Inoltre, si nota in genere, sia in alveo che sulle sponde, la presenza diffusa di vegetazione (morta o viva), anche con tronchi di notevoli dimensioni, che in caso di piena favorisce lo sviluppo di rigurgiti o di erosioni di sponda.

ARTICOLAZIONE DELLE ATTIVITA'

Il programma della ricerca si è articolato in quattro fasi:

1. Acquisizione di studi pregressi e cartografia di base;

2. Studi idrologici speditivi per la valutazione del rischio idrologico;
3. Studi idraulici per il riconoscimento delle criticità idrauliche locali tramite modelli di propagazione opportuni;
4. Redazione di mappe di pericolosità.

La prima fase è consistita nell'acquisizione di tutti i dati di base relativi all'area di studio, ovvero: dati cartografici, topografici, idrografici, idrologici. Tale analisi ha permesso di individuare gli impluvi sui quali andare ad effettuare lo studio idrologico-idraulico, ed anche particolari nodi critici in corrispondenza degli attraversamenti stradali e ferroviari, sui quali è stato successivamente effettuato uno studio idraulico di dettaglio per verificarne l'effettiva capacità idraulica rispetto alle portate di progetto.

La seconda fase ha riguardato l'analisi idrologica consistita nelle seguenti fasi:

- Analisi delle precipitazioni intense per l'area di studio;
- Calcolo delle portate "liquide" al colmo di piena e dei relativi idrogrammi per i tempi di ritorno di 50, 100 e 300 anni, corrispondenti, secondo le linee guida fornite dal Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) della Regione Sicilia, alle condizioni di alta, media e bassa probabilità di inondazione.
- Calcolo delle portate "solide" al colmo di piena e dei relativi idrogrammi per gli stessi tempi di ritorno e per le diverse tipologie di fenomeni (trasporto solido di fondo/sospensione, colate immature, colate mature).

Per quanto concerne l'analisi idrologica occorre specificare che in tale studio sono state trattate:

- Piene "liquide" in alveo e fuori alveo;
- Piene con movimento di correnti iperconcentrate fangose e/o detritiche in alveo e fuori alveo.

Non sono stati, invece, affrontati:

- Fenomeni idrogeomorfologici di versante;
- Piene pluviali;
- Insufficienze delle reti di drenaggio urbano.

Completata l'analisi idrologica, si è passati all'analisi idraulica finalizzata alla definizione dei seguenti obiettivi:

- Implementazione di modelli idraulici di propagazione dei volumi di piena nelle aree in studio;
- Mappatura delle aree inondate per diversi tempi di ritorno in funzione delle caratteristiche idrodinamiche dell'evento;
- Valutazione della pericolosità idraulica e relativa mappatura.

La metodologia utilizzata per l'analisi del rischio idraulico è schematicamente illustrata nella flow chart di seguito riportata.

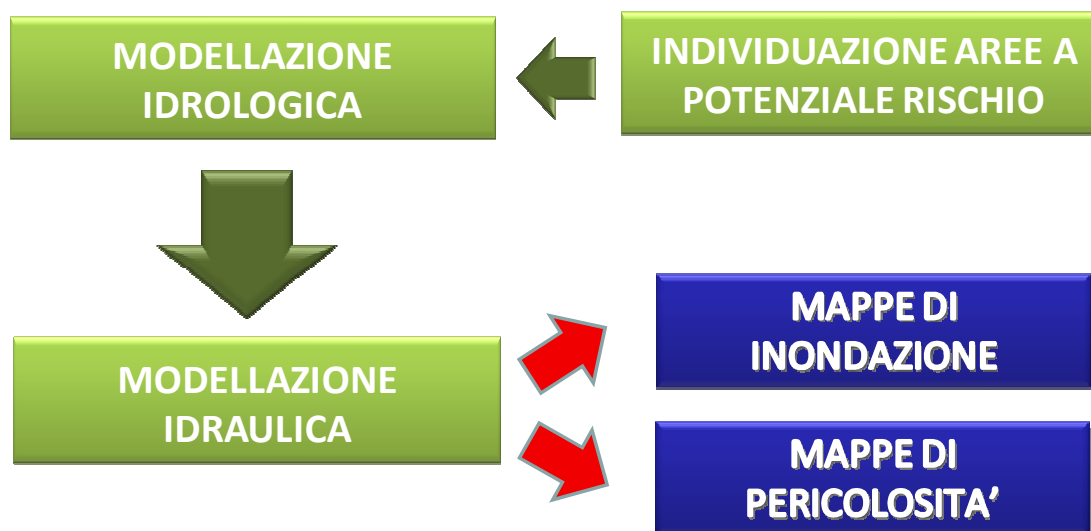


Figura 2. Schema della metodologia utilizzata per l'analisi del rischio idraulico

Oltre alla presente introduzione, la relazione comprende altre tre sezioni:

- Pericolosità e rischio idraulico, che include le definizioni dei termini tecnici di seguito utilizzati ed una sintesi del quadro normativo di riferimento per l'analisi del rischio idraulico;
- Studio idrologico, che illustra la metodologia utilizzata per la stima delle portate di piena liquida e solida di fissato tempo di ritorno;
- Studio idraulico, che presenta la metodologia utilizzata per l'analisi della propagazione delle portate solide e liquide, determinate nell'ambito dello studio idrologico, ai fini della determinazione delle aree inondabili e della mappatura della pericolosità e del rischio idraulico.

I risultati dell'applicazione delle metodologie adottate per l'analisi del rischio idraulico negli otto bacini selezionati sono riportati negli allegati che completano il presente studio.

2

PERICOLOSITA' E RISCHIO IDRAULICO

DEFINIZIONI

Il rischio di un evento è generalmente definito come combinazione della probabilità che tale evento si verifichi e delle conseguenze ad esso associate. Il termine rischio comprende quindi, sia la probabilità di accadimento di un certo evento (solitamente indesiderabile) sia le conseguenze del manifestarsi di quel particolare evento.

In un'ottica di mitigazione dei rischi naturali, l'enfasi viene posta maggiormente sulle conseguenze, per cui il rischio viene identificato con il danno atteso, cioè con il danno potenziale a persone, proprietà o attività socio-economiche in conseguenza di un particolare fenomeno naturale. Con riferimento a questa definizione, il rischio viene generalmente espresso come :

$$R = P \cdot V \cdot E$$

dove:

- P rappresenta la pericolosità dell'evento calamitoso, cioè la probabilità che un fenomeno potenzialmente dannoso si verifichi in un dato tempo ed in una data area. Essa è funzione del tempo di ritorno T e dell'intensità dell'evento,

quest'ultima a sua volta descritta da variabili che caratterizzano l'intensità dell'evento (ad es. il tirante idrico, la spinta idrostatica e/o idrodinamica, ecc.).

- *V* rappresenta la vulnerabilità, cioè il grado di perdita prodotto su un certo elemento esposto a rischio, risultante dal verificarsi di un fenomeno naturale di una certa intensità. La vulnerabilità dipende dalla capacità degli elementi esposti a rischio di sopportare le sollecitazioni causate dall'evento e si può esprimere mediante un coefficiente compreso tra 0 (assenza di danno) e 1 (perdita totale).
- *E* rappresenta l'esposizione, cioè il valore socio-economico e/o ambientale degli elementi presenti in una data area esposta a rischio (popolazione, proprietà, attività economiche, ecc.).

La stima del rischio è pertanto una valutazione non assoluta ma relativa, essendo legata alla natura dei vari elementi in gioco ed alla loro vulnerabilità, nonché al particolare evento ed alla sua pericolosità.

QUADRO NORMATIVO IN MATERIA DI RISCHIO IDRAULICO

La normativa europea

A livello europeo, le normative di riferimento in materia di protezione delle acque e di valutazione e gestione dei rischi di alluvione sono attualmente la Direttiva 2000/60/CE e la Direttiva 2007/60/CE.

Nella prima (tra le altre cose) si sancisce l'obbligo degli Stati membri di:

- individuare i bacini idrografici presenti nel loro territorio, assegnandoli a singoli distretti idrografici; individuare e comunicare alla Commissione le autorità competenti per l'applicazione delle norme contenute nella stessa;
- predisporre, per ciascun distretto idrografico, un Piano di Gestione del bacino idrografico contenente, in particolare, la descrizione generale delle caratteristiche del distretto idrografico, gli impatti significativi esercitati dalle attività umane sullo stato delle acque superficiali e sotterranee, e la sintesi delle misure necessarie per attuare la normativa comunitaria sulla protezione delle acque.

La Direttiva 2007/60/CE ha, invece, lo scopo di istituire un quadro per la valutazione e la gestione dei rischi di alluvioni, volto a ridurre le conseguenze negative per la salute umana, l'ambiente, il patrimonio culturale e le attività economiche connesse con le alluvioni all'interno della Comunità. Le fasi fondamentali nella gestione del rischio-alluvioni, (nel senso esteso del termine previsto dalla direttiva, non solo di «rischio d'accadimento», ma di combinazione tra rischio dell'evento ed entità delle sue conseguenze), consistono nella: 1) valutazione preliminare del rischio di alluvioni; 2) predisposizione di mappe di pericolosità e di mappe di rischio; 3) messa a punto ed attuazione dei piani di gestione del rischio d'alluvioni.

La valutazione preliminare del rischio di alluvioni deve fornire una valutazione dei rischi potenziali. Essa comprende almeno i seguenti elementi:

- mappe in scala appropriata del distretto idrografico comprendenti i confini dei bacini idrografici, dei sottobacini e, laddove esistono, delle zone costiere, dalle quali risulti la topografia e l'utilizzo del territorio;
- descrizione delle alluvioni avvenute in passato, che hanno avuto notevoli conseguenze negative per la salute umana, l'ambiente, il patrimonio culturale e le attività economiche che con elevata probabilità possono ancora verificarsi in futuro in maniera simile, compresa la portata dell'inondazione e le vie di deflusso delle acque e una valutazione delle conseguenze negative che hanno avuto;
- descrizione delle alluvioni significative avvenute in passato, qualora si ipotizzi che, in futuro, da eventi dello stesso tipo possano derivare notevoli conseguenze negative;
- una valutazione delle potenziali conseguenze negative di future alluvioni per la salute umana, l'ambiente, il patrimonio culturale e le attività economiche, tenuto conto per quanto possibile di elementi quali la topografia, la posizione dei corsi d'acqua e le loro caratteristiche idrologiche e geomorfologiche generali.

Le mappe della pericolosità da alluvione contengono la perimetrazione delle aree geografiche che potrebbero essere interessate dai seguenti scenari:

- scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi;

- media probabilità di alluvioni (tempo di ritorno probabile ≥ 100 anni);
- elevata probabilità di alluvioni, se opportuno.

Per ciascuno degli scenari è necessario indicare i seguenti elementi:

- portata della piena;
- profondità delle acque o, se del caso, livello delle acque;
- se opportuno, velocità del flusso o flusso d'acqua considerato.

Le mappe del rischio di alluvioni indicano le potenziali conseguenze negative derivanti dalle alluvioni nell'ambito degli scenari elencati, espresse in termini di:

- numero indicativo degli abitanti potenzialmente interessati;
- tipo di attività economiche insistenti sull'area potenzialmente interessata;
- impianti che potrebbero provocare inquinamento accidentale in caso di alluvione e aree protette potenzialmente interessate, individuate nella Direttiva 2000/60/CE;
- altre informazioni considerate utili dagli Stati membri, come l'indicazione delle aree in cui possono verificarsi alluvioni con elevato volume di sedimenti trasportati e colate detritiche e informazioni su altre notevoli fonti di inquinamento.

I Piani di Gestione del rischio di alluvioni riguardano tutti gli aspetti della gestione del rischio di alluvioni, ed in particolare la prevenzione, la protezione e la preparazione, comprese le previsioni di alluvioni e i sistemi di allertamento, e tengono conto delle caratteristiche del bacino idrografico o del sottobacino interessato. I Piani di Gestione del rischio di alluvioni possono anche comprendere la promozione di pratiche sostenibili di utilizzo del suolo, il miglioramento di ritenzione delle acque, nonché l'inondazione controllata di certe aree in caso di fenomeno alluvionale.

Tali piani, secondo quanto disposto dall'art. 14 della direttiva, devono essere aggiornati ogni sei anni - e la prima volta non oltre il 22 dicembre 2021- tenendo conto, in particolare, degli effetti riconducibili ai cambiamenti climatici.

La normativa italiana

L'attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni è avvenuta in Italia attraverso l'emanazione del Decreto Legislativo 23 febbraio 2010, n. 49.

Ai fini di tale attuazione, le autorità di bacino distrettuale:

- devono aver effettuato, entro il 22 settembre 2011, nell'ambito del distretto idrografico di riferimento, la valutazione preliminare del rischio di alluvione, facendo salvi gli strumenti già predisposti nell'ambito della pianificazione di bacino in attuazione di norme previgenti;
- devono individuare, entro il 22 dicembre 2011, in base ai risultati della valutazione preliminare del rischio di alluvione, le zone ove possa sussistere un rischio potenziale significativo di alluvioni o si ritenga che questo si possa generare in futuro;
- devono predisporre, a livello di distretto idrografico, entro il 22 giugno 2013, mappe della pericolosità da alluvione e mappe del rischio di alluvioni per le zone individuate al punto precedente, in scala preferibilmente non inferiore a 1:10.000 ed, in ogni caso, non inferiore a 1:25.000, fatti salvi gli strumenti già predisposti nell'ambito della pianificazione di bacino in attuazione delle norme previgenti. Le mappe della pericolosità da alluvione devono contenere la perimetrazione delle aree geografiche che potrebbero essere interessate da alluvioni secondo i seguenti scenari:
 - alluvioni rare di estrema intensità: tempo di ritorno fino a 500 anni dall'evento (*bassa probabilità*);
 - alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno fra 100 e 200 anni (*media probabilità*);
 - alluvioni frequenti: tempo di ritorno fra 20 e 50 anni (*elevata probabilità*)

evidenziando anche le aree in cui possono verificarsi fenomeni alluvionali con elevato volume di sedimenti trasportati e colate detritiche.

Per ogni scenario vanno indicati almeno i seguenti elementi:

- estensione dell'inondazione;
 - altezza idrica o livello;
 - caratteristiche del deflusso (velocità e portata).
- devono predisporre e pubblicare, entro il 22 giugno 2015, Piani di Gestione coordinati a livello di distretto idrografico, per le zone precedentemente individuate come zone a rischio.

La predisposizione e l'attuazione del sistema di allertamento nazionale, statale e regionale, per il rischio idraulico ai fini di protezione civile, sono regolamentate dalla direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 27 febbraio 2004, e successive modificazioni, e sono affidate alle Regioni che devono operare in collaborazione con il Dipartimento nazionale della Protezione Civile.

La normativa siciliana

Nel 2003 l'Assessorato Regionale Territorio e Ambiente – Dipartimento Territorio e Ambiente, ha avviato la elaborazione del Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI), presentato poi nel 2004.

Primo vero strumento pianificatore di settore, dalla sua redazione avrebbero dovuto “dispiegarsi le azioni e gli interventi volti ad eliminare o mitigare il rischio idrogeologico in relazione alle maggiori criticità individuate”.

Il PAI, oltre a definire le aree a differente livello di rischio, individua gli interventi volti alla messa in sicurezza degli elementi (centri urbani, grandi infrastrutture, edifici strategici, aree di rilevante valore ambientale, archeologico, storico-artistico, ecc.) e per la salvaguardia della incolumità delle persone. Il PAI della Sicilia, quindi, si configura come piano di settore il cui obiettivo principale è la individuazione delle aree a rischio idrogeologico (sia geomorfologico che idraulico) e la connessa disciplina normativa, prescrittiva e programmatica, al fine di garantire un adeguato livello di sicurezza del territorio e degli elementi presenti sul territorio e soprattutto delle popolazioni, in relazione ai fenomeni franosi ed a quelli idraulici.

Le finalità che con il PAI la Regione ha inteso perseguire, in attesa del completamento dei Piani di Bacino e di dotarsi di una organica normativa e delle strutture tecniche adeguate, sono configurabili essenzialmente nella:

- 1) individuazione delle aree a differente rischio idrogeologico molto elevato (R4), elevato (R3), medio (R2) e moderato (R1);
- 2) adeguata perimetrazione e definizione delle prescrizioni;
- 3) determinazione di "siti di attenzione" rispetto alla pericolosità idrogeologica, con lo scopo di prevenire la formazione e comunque l'espandersi di condizioni di rischio;
- 4) indicazione degli idonei strumenti normativi per il raggiungimento di ottimali livelli di coerenza tra il PAI e gli altri strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica, tenendo presente che il PAI è un piano di settore gerarchicamente sovraordinato che ha un elevato coefficiente in dinamicità connesso sia ai processi evolutivi del territorio che agli interventi antropici.

La valutazione della pericolosità e del rischio nel PAI – Regione Sicilia

Nella determinazione delle classi di rischio associate alla propagazione di portate liquide, si può fare riferimento a delle matrici che, in funzione dei parametri che contribuiscono a rendere una zona "a rischio", forniscono una distinzione tra diverse classi di rischio.

Nel PAI della Regione Sicilia esistono proprio delle matrici siffatte, che consentono di effettuare una classificazione in termini di rischio per la sola propagazione di portate liquide. Secondo la classificazione presente all'interno del PAI della Regione Sicilia, esistono 4 classi di pericolosità (da P1 a P4), da bassa a molto elevata. Per classificare un sito in termini di pericolosità si può utilizzare la Tabella 1.

Le classi di esposizione sono altrettante, in particolare:

- E1 - Case sparse, impianti sportivi e ricreativi, cimiteri, insediamenti agricoli a bassa tecnologia, insediamenti zootecnici;
- E2 - Reti e infrastrutture tecnologiche di secondaria importanza e/o a servizio di ambiti territoriali ristretti (acquedotti, fognature, reti elettriche, telefoniche, depuratori, ecc.), viabilità secondaria (strade provinciali e comunali che non

rappresentino vie di fuga), insediamenti agricoli ad alta tecnologia, aree naturali protette;

- E3 - Nuclei abitati, ferrovie, viabilità primaria e vie di fuga Aree di protezione civile (attesa, ricovero e ammassamento), reti e infrastrutture tecnologiche di primaria importanza (reti elettriche e gasdotti), beni culturali, architettonici e archeologici sottoposti a vincolo, insediamenti industriali e artigianali, impianti;
- E4 - Centri abitati, edifici pubblici di rilevante importanza (es. scuole, chiese, ospedali, ecc.).

CLASSI DI PERICOLOSITA'		TEMPI DI RITORNO		
		50	100	300
CLASSI DI INTENSITA' (altezze idriche)	$h < 0.30 \text{ m}$	P1	P1	P1
	$0.3 \text{ m} < h < 1.0 \text{ m}$	P2	P2	P2
	$1.0 \text{ m} < h < 2.0 \text{ m}$	P4	P3	P2
	$h > 2.0 \text{ m}$	P4	P4	P3

Tabella 1. Matrice per la valutazione della pericolosità (PAI Regione Sicilia, 2000)

Attraverso la combinazione dei due fattori pericolosità P ed esposizione E, si arriva alla determinazione del rischio (cfr. Tabella 2).

CLASSI DI RISCHIO		CLASSI DI ESPOSIZIONE			
		E1	E2	E3	E4
CLASSI DI PERICOLOSITA'	P1	R1	R1	R2	R2
	P2	R1	R2	R3	R3
	P3	R2	R2	R3	R4
	P4	R2	R3	R4	R4

Tabella 2. Matrice per la valutazione del rischio (PAI Regione Sicilia, 2000)

Nella Tabella 3 sono riportate le definizioni relative ad i diversi livelli di rischio. Conviene ricordare che il rischio così calcolato non può essere inteso in termini assoluti, ma è un elemento che, consentendo la comparazione di più situazioni, permette il raggruppamento in più classi dei vari dissesti in funzione del rischio relativo. Inoltre, la condizione di rischio di un'area è strettamente legata alla presenza di elementi a rischio. Da questo discende che se una situazione risulta appartenere ad una classe di rischio basso, ciò non implica che la situazione non sia "rischiosa" in termini assoluti ma piuttosto che, in una scala di priorità dipendente dalla presenza di elementi, essa è di ordine inferiore rispetto a situazioni che definiscono categorie di rischio alto.

R1	RISCHIO MODERATO: per il quale i danni sociali, economici e al patrimonio ambientale sono marginali.
R2	RISCHIO MEDIO: per il quale sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità del personale, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche.
R3	RISCHIO ELEVATO: per il quale sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture conseguente inagibilità degli stessi, la interruzione di funzionalità delle attività socio-economiche e danni rilevanti al patrimonio ambientale.
R4	RISCHIO MOLTO ELEVATO: per il quale sono possibili la perdita di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale, la distruzione di attività socio-economiche.

Tabella 3. Classi di rischio definite dal PAI della Regione Sicilia

2

ANALISI IDROLOGICHE

GENERALITA'

La seguente relazione illustra la metodologia alla base dello studio idrologico condotto sui bacini idrografici analizzati nell'ambito della presente convezione.

Lo studio idrologico si è articolato nelle seguenti fasi:

- Analisi delle precipitazioni intense per l'area di studio;
- Calcolo delle portate "liquide" al colmo di piena e dei relativi idrogrammi per i tempi di ritorno di 50, 100 e 300 anni, corrispondenti, secondo le linee guida fornite dal Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) della Regione Sicilia, alle condizioni di alta, media e bassa probabilità di inondazione.
- Calcolo delle portate "solide" al colmo di piena e dei relativi idrogrammi per gli stessi tempi di ritorno e per le diverse tipologie di fenomeni (trasporto solido di fondo/sospensione, colate immature, colate mature).

Non essendo disponibili osservazioni idrometriche o di portata nei bacini d'interesse, per la determinazione degli idrogrammi di piena si è dovuto ricorrere a metodi indiretti di trasformazione afflussi-deflussi. Come è noto, tali metodi consentono di determinare la risposta idrologica di un bacino (in termini di portate) in

corrispondenza ad input di pioggia predefiniti, attraverso la simulazione dei processi che intervengono nella trasformazione degli afflussi in deflussi.

I modelli di trasformazione afflussi-deflussi comunemente utilizzati nella pratica ingegneristica, forniscono valori di portata di fissata probabilità (o tempo di ritorno) a partire da analisi probabilistiche condotte sulle serie di pioggia di breve durata e massima intensità registrate nelle stazioni ricadenti all'interno del bacino in studio o in bacini limitrofi.

A tale scopo viene dapprima riportato lo studio delle forzanti pluviometriche, articolato nelle seguenti fasi:

- Adattamento di una distribuzione di probabilità alle serie dei massimi annuali di precipitazione di breve durata registrate nelle stazioni disponibili;
- Determinazione delle Curve di Probabilità Pluviometrica (CPP) di fissati tempi di ritorno;
- Valutazione degli ietogrammi di progetto.

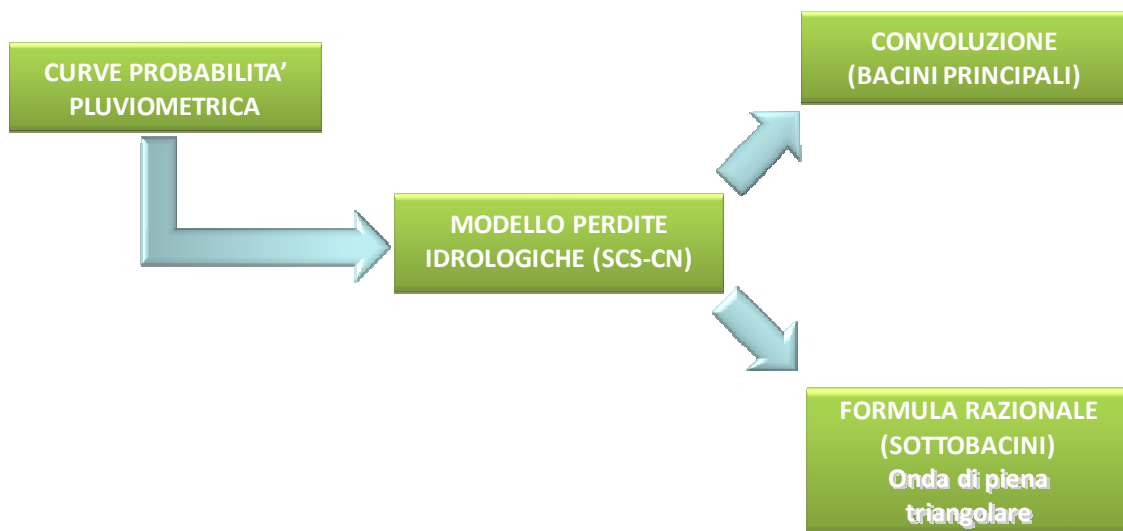


Figura 3. Schema a blocchi della procedura adottata per l'analisi idrologica

Viene, quindi, illustrato il modello afflussi-deflussi adottato per la stima degli idrogrammi di piena, strutturato nelle seguenti componenti:

- Modellazione delle perdite idrologiche (trasformazione della pioggia totale in pioggia efficace o deflusso superficiale);

- Modellazione del trasferimento dei deflussi alle sezioni considerate all'interno dei bacini di studio (determinazione degli idrogrammi di piena di progetto).

La Figura 3 illustra schematicamente le diverse fasi dell'analisi idrologica, di cui segue una descrizione dettagliata.

FORZANTI PLUVIOMETRICHE

La determinazione delle piogge di progetto da utilizzare come input nella modellazione afflussi-deflussi richiede preliminarmente la costruzione delle Curve di Probabilità Pluviometrica (CPP) a partire dall'analisi probabilistica dei massimi annuali di precipitazione di breve durata (1, 3, 6, 12 e 24 ore), riportati nella tabella III degli Annali Idrologici (Parte I) pubblicati dall'Osservatorio delle Acque della Regione Siciliana.

In particolare, le CPP consentono di calcolare l'altezza di precipitazione di fissata durata t e tempo di ritorno T , di seguito indicate $h_{t,T}$. Diverse espressioni parametriche sono state proposte per le CPP. Nel presente lavoro si è fatto riferimento alla forma monomia, largamente utilizzata anche ai fini della formulazione scala-invariante, di cui si tratterà successivamente:

$$h_{t,T} = a \cdot t^n$$

dove, in generale, a ed n sono due parametri che dipendono dal tempo di ritorno T .

Ai fini della determinazione delle CPP, occorre dapprima procedere all'adattamento di un'opportuna distribuzione di probabilità ai campioni disponibili di precipitazioni di breve durata e massima intensità.

Nel presente studio, al fine di poter effettuare un'analisi statisticamente robusta, si è ritenuto opportuno considerare soltanto le stazioni caratterizzate da almeno 20 anni di dati di piogge di massima intensità e durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore. Di conseguenza, le uniche stazioni pluviometriche considerate per eseguire la successive analisi sono quelle di Alì Terme, Camaro, Ganzirri, Messina Osservatorio, Messina Istituto Geofisico e Taormina. Inoltre, potendo ragionevolmente assumere che tali stazioni ricadono in una zona pluviometricamente omogenea, è stato scelto di adattare

un'unica distribuzione di probabilità ai dati aggregati di più stazioni per fissata durata, opportunamente riscaldati, secondo la formulazione scala-invariante (Burlando e Rosso, 1996). Più precisamente, è stato ricavato un unico campione mettendo insieme i valori di pioggia di fissata durata osservati nelle diverse stazioni prese in considerazione, normalizzati ciascuno rispetto al proprio valor medio.

Tale approccio presenta il vantaggio di consentire l'impiego di distribuzioni di probabilità con più di due parametri, potenzialmente in grado di meglio adattarsi ai dati, in quanto il campione aggregato è più numeroso.

E' opportuno, inoltre, ricordare che il modello scala-invariante è quello adottato nel Piano di Assetto Idrogeologico della Regione Sicilia (PAI, 2004).

Curve di probabilità pluviometrica nella formulazione scala-invariante

Il modello scala-invariante è basato sull'ipotesi di invarianza di scala per le precipitazioni estreme, all'interno di un certo intervallo di durate $[t_0, t_1]$. Secondo tale ipotesi, le altezze di pioggia di due durate diverse hanno la medesima distribuzione a meno di un fattore di scala, pari al rapporto tra le durate elevato ad un esponente n . Studi precedenti (Rosso e Burlando, 1990; Burlando e Rosso, 1995, 1996) hanno dimostrato, sulla base della verifica condotta su una lunga serie di eventi storici, che gli eventi meteorici intensi sono caratterizzati da questa proprietà. In particolare tale proprietà risulta ancora verificata qualora si prendano in esame i casi critici, vale a dire i massimi relativi delle osservazioni sperimentali di pioggia ottenuti da eventi anche diversi.

Le altezze di pioggia relative ad eventi di durata t e tempo di ritorno T , seguendo la formulazione scala-invariante, si calcolano come:

$$h_{t,T} = w_T \cdot \alpha \cdot t^n$$

in cui:

- w_T è definito fattore di crescita o quantile normalizzato, e rappresenta un parametro caratteristico della stazione in esame e del tempo di ritorno fissato, la cui espressione dipende dalla distribuzione di probabilità adottata
- $\alpha = E[h(1)]$ valore atteso della pioggia massima annuale per la durata di riferimento (in genere 1 ora)

- n = esponente caratteristico del processo per la stazione in esame.

Il parametro n della CPP è l'esponente della relazione monomia $E[h_t]=a \cdot t^n$, che si ricava regolarizzando attraverso una regressione lineare le cinque coppie [durata, medie delle piogge di fissata durata]. Si noti che nel caso di modello scala invariante l'esponente di scala n è indipendente dal tempo di ritorno (Burlando e Rosso, 1996).

Come distribuzione di probabilità da adattare ai massimi annuali di pioggia normalizzati è stata scelta la Generalized Extreme Value (GEV a tre parametri). La distribuzione di probabilità GEV con parametri k , α e u , ha la seguente funzione di ripartizione:

$$F(x) = \exp(-\exp(-y))$$

con

$$y = \begin{cases} -k^{-1} \log[1 - k(x-u)/\alpha] & k \neq 0 \\ (x-u)/\alpha & k = 0 \end{cases}$$

Si noti come per $k=0$ si ha la distribuzione di Gumbel (detta anche Extreme Value del I tipo).

Per la distribuzione GEV il fattore di crescita assume la seguente espressione:

$$w_T = u + \frac{\alpha}{k} \left[1 - \left(\ln \frac{T}{T-1} \right)^k \right]$$

I valori dei parametri caratteristici della GEV u , α e k , che nella formulazione scala-invariante risultano indipendenti dalla durata, possono essere stimati secondo vari metodi, il più comune dei quali è quello degli L -moments, che presenta il vantaggio di ottenere stimatori più robusti rispetto ad altri metodi (Cunnane, 1988).

Tale metodo dà luogo ai seguenti stimatori (Hosking e Wallis, 1997):

$$k = 7.8590 \cdot C + 2.9554 \cdot C^2; \quad \alpha = \frac{L_2 k}{(1 - 2^{-k}) \Gamma(1+k)}; \quad u = L_1 - \alpha \frac{[1 - \Gamma(1+k)]}{k}$$

essendo:

$$C = \frac{2L_2}{L_3 + 3L_2} - \frac{\log 2}{\log 3}; \quad \Gamma(x) = \int_0^{\infty} t^{x-1} \exp(-t) dt$$

e L_1 e L_2 gli L -moments rispettivamente di primo e secondo ordine, calcolati in funzione dei momenti campionari pesati in probabilità (Probability Weighted Moments).

L'applicazione di tale metodo ha permesso di stimare i parametri della GEV riportati in Tabella 4.

Parametri della GEV	
α	0.2967
u	0.7692
k	-0.1704

Tabella 4. Parametri della GEV ricavati con il metodo dei momenti pesati in probabilità.

La verifica della bontà di adattamento della distribuzione GEV al campione di dati è stata dapprima effettuata attraverso un controllo grafico, confrontando l'andamento della funzione di ripartizione teorica (CDF), precedentemente adattata al campione di dati, con quello della distribuzione di frequenza empirica, qui calcolata tramite plotting position di Weibull.

Per completezza, è stato anche effettuato un confronto tra la distribuzione GEV e la distribuzione di Gumbel (EV1). Dal confronto riportato in Figura 4, si evince un generale miglior adattamento della GEV, anche se per valori particolarmente elevati del campione la GEV tende a sottostimare i tempi di ritorno corrispondenti.

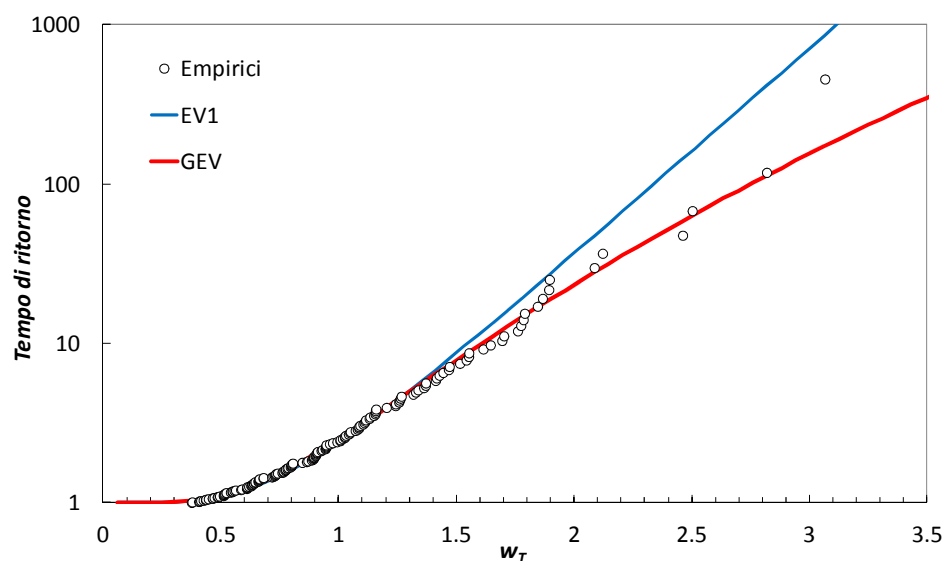


Figura 4. Confronto tra le distribuzioni teoriche e il campione di dati

Successivamente è stata anche effettuata una verifica della bontà di adattamento tramite l'applicazione dei test statistici di Kolmogorov-Smirnov (K-S) e di Anderson-Darling (A-D), avendo fissato un livello di significatività α pari a 0.05. Sebbene entrambe le distribuzioni risultano ben adattarsi al campione, dal confronto tra le statistiche dei due test (cfr. Tabella 5) si ricava che, nel complesso, la GEV si adatta meglio della distribuzione di Gumbel.

	K-S	A-D
EV1	0.064	0.719
GEV	0.046	0.267

Tabella 5. Risultati dei test statistici di verifica della bontà di adattamento delle distribuzioni di probabilità EV1 e GEV

Una volta individuata la distribuzione di probabilità che meglio si adatta ai dati disponibili, risulta definito il fattore di crescita w_T , funzione dei parametri della distribuzione e del tempo di ritorno T. In particolare, con riferimento all'area di studio considerata, esso risulta pari a: **2.41 per T=50 anni, 2.84 per T=100 anni e 3.63 per T=300 anni.**

Per quanto concerne poi i valori di a ed n delle CPP relative a ciascun bacino esaminato, questi sono stati stimati come medie spaziali dei corrispondenti valori riportati nelle carte di a ed n , ottenute interpolando i valori locali calcolati per le singole stazioni pluviometriche prese in considerazione (cfr. Figure 5 e 6).

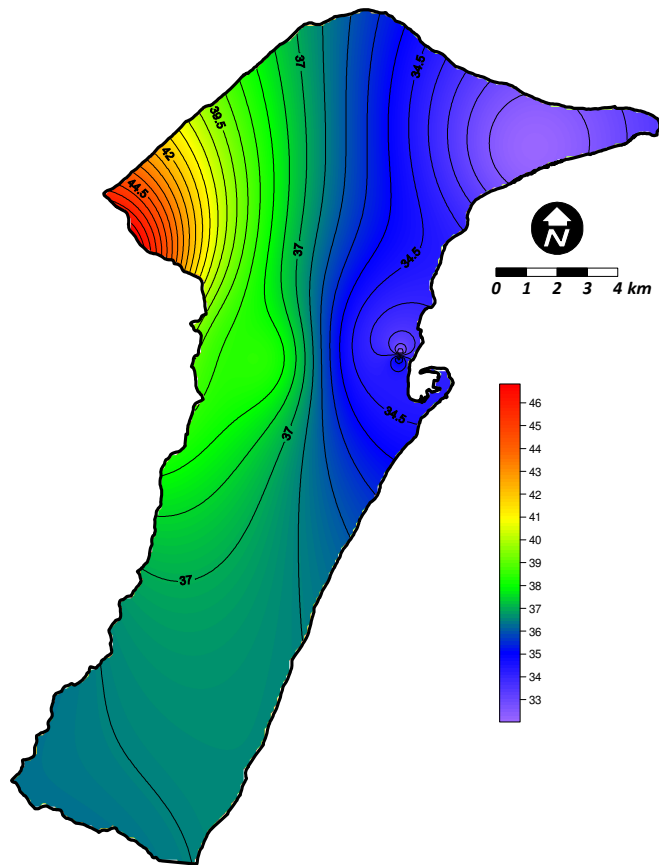


Figura 5. Distribuzione spaziale del parametro "a" (altezze in mm)

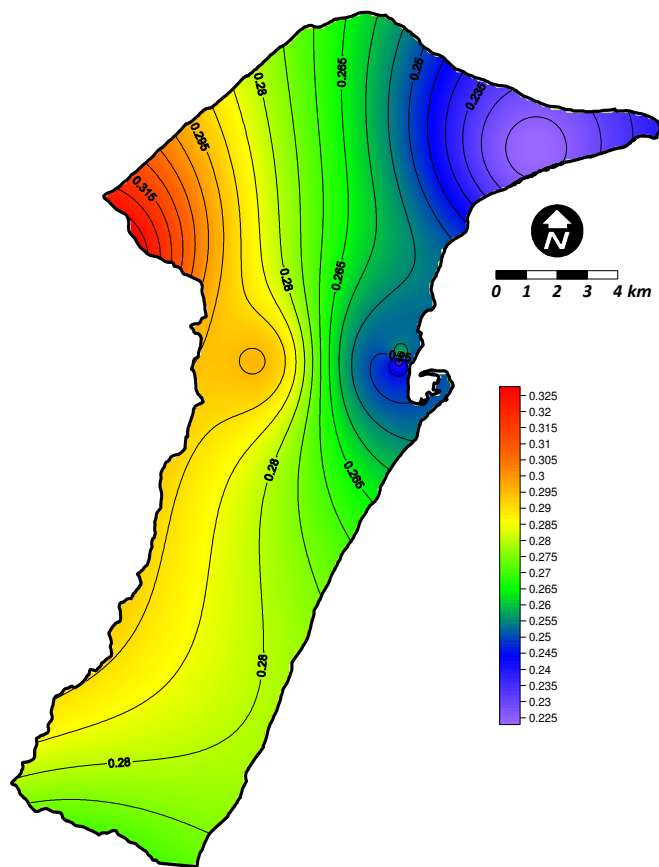


Figura 6. Distribuzione spaziale del parametro "n"

CALCOLO DELLE PORTATE DI PIENA LIQUIDA

letogrammi di progetto

Dalla CPP è possibile ricavare il valore del volume totale (cumulato) della massima pioggia di fissata durata t e tempo di ritorno T . In primo luogo, quindi, occorrerà definire una durata critica della pioggia di progetto, cioè la durata per cui risulterà massimo il valore della portata di piena al colmo. Tale durata critica dipende dal modello di trasformazione afflussi-deflussi prescelto, per la cui descrizione si rimanda al paragrafo successivo.

Per le applicazioni di questo studio la durata critica della pioggia è stata posta pari al tempo di corrivazione t_c , che rappresenta il tempo necessario affinché una goccia d'acqua caduta nel punto idraulicamente più lontano raggiunga la sezione di chiusura.

Il tempo di corrivazione è in genere valutato a partire dalle caratteristiche morfometriche dei bacini. In questo studio è stata utilizzata la formula della falda piana (Wooding, 1965):

$$t_c = \frac{L^{3/5}}{k_s^{3/5} \cdot s^{3/10} \cdot i^{2/5}}$$

dove L [m] è la lunghezza del bacino, k_s [$m^{1/3}/s$], la sua scabrezza, s [m/m] è la pendenza ed i [m/s] è l'intensità della pioggia, a sua volta funzione del tempo di corrivazione. In particolare, il tempo di corrivazione t_c è stato calcolato come somma del tempo di percorrenza medio dei versanti e del tempo di percorrenza della rete idrografica.

Occorre specificare che nel caso di piogge di durata inferiore all'ora, che assume particolare importanza con riferimento a bacini di piccola superficie, le altezze di pioggia di fissato tempo di ritorno T non sono state calcolate a partire dalla CPP, che tende generalmente a fornire valori sovrastimati, ma tramite la formula di Ferreri e Ferro (Ferro, 2002).

$$\frac{h_{t,T}(t < 1 \text{ ora})}{h_{t,T}(t = 1 \text{ ora})} = 0.208 \cdot t^{0.386}$$

che, nella formulazione scala-invariante, fornisce: $h_{t,T}(t < 1 \text{ ora}) = 0.208 \cdot t^{0.386} (w_T \cdot a)$.

Una volta determinato il volume totale della pioggia di progetto, occorre ipotizzare una distribuzione temporale di tale volume nell'intervallo definito dalla durata dell'evento stesso. Tale distribuzione temporale prende il nome di ietogramma.

Gli ietogrammi scelti per questo studio sono di due tipi. Per i bacini con tempo di corrivazione superiore all'ora si è scelto di utilizzare ietogrammi emi-simmetrici rispetto alle curve aree-tempi, ovvero alle curve che mettono in relazione le diverse aree contribuenti di un generico bacino con i rispettivi tempi di corrivazione. Per i bacini con tempi di corrivazione inferiori all'ora, si è scelto di ricorrere a ietogrammi di progetto rettangolari, caratterizzati da intensità costante per tutta la durata dell'evento.

Modellazione delle perdite idrologiche

Per la stima della pioggia netta, cioè di quella parte della precipitazione totale che, non essendo stata intercettata dalla vegetazione, non essendosi invasata in piccoli volumi nel bacino e non essendo riuscita a infiltrarsi nel terreno, forma un velo d'acqua che, scorrendo lungo i versanti e la rete idrografica del bacino, raggiunge la sezione di chiusura del bacino, è stato utilizzato il metodo SCS-CN, proposto dal Soil Conservation Service (oggi Natural Resources Conservation Service, agenzia del Dipartimento dell'Agricoltura degli Stati Uniti). Tale metodo assume che, in un evento di piena, il volume specifico del deflusso superficiale P_e , sia proporzionale a quello totale precipitato P , depurato dall'assorbimento iniziale I_a , in ragione del rapporto tra volume specifico infiltrato F , e un volume specifico S , che caratterizza la massima ritenzione potenziale del terreno., e cioè:

$$P_e = (P - I_a) \cdot \frac{F}{S}$$

Sostituendo ad F l'espressione che si ottiene dall'equazione di continuità:

$$F = P - I_a - P_e$$

si ottiene la relazione che fornisce il deflusso superficiale P_e :

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

L'assorbimento iniziale è generalmente variabile tra il 10 ed il 30 % di S ; nel presente studio esso è stato posto pari a $0.1 \cdot S$. Il parametro S viene valutato in funzione del parametro adimensionale CN, denominato *Curve Number*, mediante l'espressione:

$$S = 254 \cdot \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

Il CN rappresenta l'attitudine del bacino esaminato a produrre deflusso (nulla per $CN=0$ e massima per $CN=100$, condizione in cui tutti gli afflussi si tramutano in deflussi superficiali) e si stima in relazione alla natura geopedologica del terreno e all'uso/copertura del suolo.

Il valore del CN dipende, inoltre, dalle condizioni iniziali di saturazione del suolo. In particolare si può legare alla quantità di pioggia caduta nei cinque giorni antecedenti l'evento studiato, ottenendone i valori in condizioni di suolo inizialmente asciutto (CN_I), umido (CN_{II}) o fortemente imbibito (CN_{III}).

Il CN_{II} di ciascun bacino è stato ricavato dalla Carta del CN della Sicilia utilizzata nel PAI. In Figura 7 si riporta la carta del CN_{II} di dettaglio per il territorio comunale di Messina.

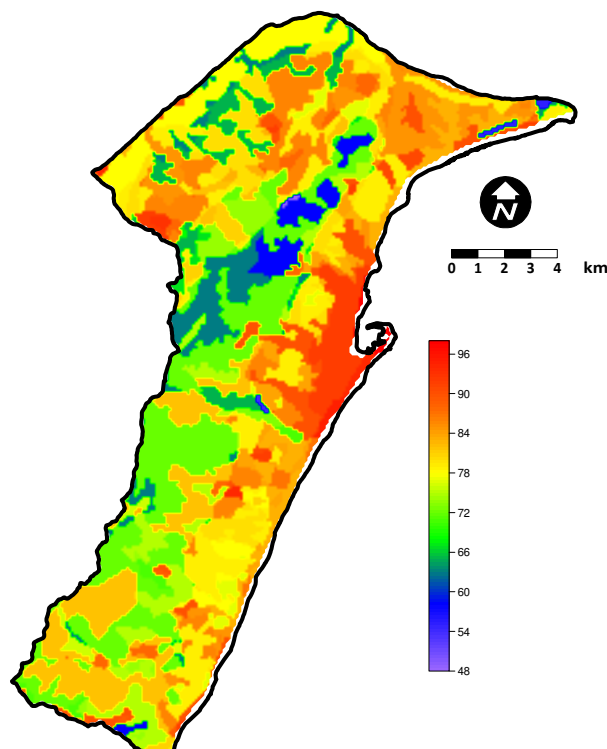


Figura 7. Andamento spaziale del CN_{II} (fonte: PAI Regione Sicilia, Relazione generale)

Modellazione del trasferimento dei deflussi liquidi

Per modellare il trasferimento dei deflussi alla sezione di chiusura del generico bacino è stato utilizzato il *metodo della corrivazione*. Tale metodo, appartenente alla categoria dei modelli afflussi-deflussi a base concettuale di tipo lineare e stazionario, schematizza il bacino come un insieme di canali lineari che connettono idealmente ciascun punto alla sezione di chiusura.

Come tutti i modelli concettuali lineari e stazionari, esso si basa sulla definizione di *Idrogramma Unitario Istantaneo* (IUH), che rappresenta la risposta del sistema, in termini di portate, conseguente ad una precipitazione impulsiva unitaria, cioè ad una precipitazione netta di volume unitario e durata infinitesima (intensità infinita).

Noto l'IUH, la risposta ad un qualsivoglia input pluviometrico può ottenersi tramite il principio di sovrapposizione degli effetti combinando per somma (linearità) e traslazione (stazionarietà), lungo l'asse dei tempi, l'operatore che trasforma le piogge in portate. In particolare, la generica pioggia di durata finita può essere interpretata come una successione di precipitazioni nette elementari di durata infinitesima $d\tau$ e volume, anch'esso infinitesimo, pari a $p(\tau)d\tau$.

Indicando, dunque, con $h(t-\tau)$, l'effetto nell'istante t di una pioggia impulsiva all'istante τ , ricorrendo all'ipotesi di linearità si verifica che la portata infinitesima $dq(t)$, dovuta alla sola pioggia dell'intervallo compreso fra τ e $\tau+d\tau$, il cui volume è pari a $p(\tau)d\tau$, risulta essere data da:

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

La risposta del sistema al tempo t si ottiene, quindi, sovrapponendo gli effetti delle piogge nette che si sono verificate fra l'istante iniziale $t=0$ e l'istante t considerato, sommando cioè tutti i contributi infinitesimi $dq(t)$. Si ha quindi:

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

Tale integrale prende il nome di integrale di convoluzione.

Nell'ambito del *metodo della corrivazione*, l'IUH assume l'espressione:

$$h(t) = \frac{1}{A} \cdot \frac{dA}{dt}$$

dove A è la superficie del bacino, mentre $A(t)$ rappresenta la curva area-tempi, che ha in ascissa il tempo t ed in ordinata l'area $A(t)$ il cui tempo di corrivazione è minore o uguale a t .

Il calcolo delle portate viene operativamente eseguito discretizzando l'integrale di convoluzione, fissando cioè un intervallo temporale di riferimento Δt e campionando opportunamente le funzioni $h(t)$ e $p(t)$. In particolare, all'IUH si sostituisce l'UH (idrogramma unitario), che nel caso considerato è dato da:

$$U(t) = \frac{1}{A} \cdot \frac{A(t) - A(t - \Delta t)}{\Delta t}$$

La determinazione della curva aree-tempi, che nel caso della discretizzazione assume la forma di una spezzata, è stata effettuata con l'ausilio del software ESRI ArcGis 9. In particolare, si è dapprima proceduto all'individuazione dello spartiacque del bacino utilizzando un modello digitale del terreno (DEM) con risoluzione a 2m, opportunamente corretto al fine di eliminare eventuali celle di singolarità o punti di discontinuità dei rami nel reticolo. Quindi, è stata calcolata la lunghezza dei percorsi di deflusso, attraverso lo strumento "Flow Length", a partire dalla conoscenza, cella per cella, della direzione verso la quale si indirizzeranno i deflussi superficiali (flow direction).

Ipotizzando per semplicità che le particelle liquide mantengano, lungo tutto il percorso, una velocità costante e pari al rapporto tra il massimo percorso di deflusso, ricavabile dal flow length, ed il tempo di corrivazione t_c del bacino precedentemente calcolato, è stato quindi ricavato il tempo di corrivazione di ciascuna cella dividendo la lunghezza del percorso di deflusso per tale velocità media.

Il diagramma delle isocrone così ricavato è stato suddiviso in aree aventi tempi di corrivazione multipli di $\Delta t = 20$ min, dando luogo alla spezzata aree-tempi.

L'idrogramma di piena alla sezione di chiusura è stato quindi determinato come:

$$Q = U \cdot P_e \cdot A$$

con:

$$U = \frac{1}{A \cdot \Delta t} \cdot \begin{bmatrix} A_1 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ A_2 & A_1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ A_3 & A_2 & A_1 & 0 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ A_n & A_{n-1} & A_{n-2} & \dots & \dots & A_1 \\ 0 & A_n & A_{n-1} & \dots & \dots & A_2 \\ 0 & 0 & A_n & A_{n-1} & \dots & A_3 \\ 0 & 0 & 0 & A_n & \dots & A_4 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & A_n & A_{n-1} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & A_n \end{bmatrix}$$

idrogramma unitario, in cui A_1, A_2, \dots
 A_n sono le aree contribuenti alla
 formazione della piena nella sezione
 selezionata nei diversi intervalli di
 tempo Δt , ricavate dalla spezzata
 aree-tempi

$$P_e = \begin{bmatrix} P_{e,1} \\ P_{e,2} \\ P_{e,3} \\ \dots \\ \dots \\ P_{e,n} \end{bmatrix}$$

vettore delle precipitazioni nette

CALCOLO DELLE PORTATE PER LE CORRENTI DETRITICHE

La formazione di una corrente (colata) detritica si può ricondurre in generale al contemporaneo verificarsi di tre condizioni: presenza di materiale detritico, apporto di fluido in quantità sufficiente a mobilitare il materiale, pendenza del fondo adeguata.

Le colate detritiche sono principalmente originate da eventi piovosi di notevole intensità oppure da fenomeni di repentino scioglimento dei ghiacciai dovuto a drastiche variazioni della temperatura. Nel caso di un evento piovoso, si avrà uno scorrimento superficiale dell'acqua sull'ammasso granulare e un'infiltrazione attraverso gli interstizi tra i granuli.

Per pendenze elevate, può avvenire una movimentazione verso valle della parte superiore del letto granulare prima della comparsa di una corrente superficiale, non appena lo spessore dello strato saturo arriva ad un livello critico. Oltre questo livello le forze mobilizzanti dovute all'azione del peso dello strato superficiale superano le forze d'attrito. Un apporto idrico graduale produce in questo caso eventi franosi più o meno saturi, che normalmente non si trasformano in colate detritiche poiché l'acqua è

insufficiente per portare ad una fluidificazione del materiale. In presenza di eventi di pioggia particolarmente gravosi tali pendenze possono tuttavia generare colate detritiche intense e rapide, prodotte dalla mobilitazione dell'intero spessore dello strato di deposito.

Per un pendio meno inclinato non si ha la movimentazione dell'ammasso granulare finché non si arriva alla saturazione del letto. Quando le forze di trascinamento della corrente di piena aumentano e superano le forze resistenti dello strato superficiale del letto, si forma un debris flow che può percorrere tratti molto lunghi.

Per il calcolo delle portate associate a questo tipo di fenomeni esistono in letteratura (Rickenmann, 1999; Marchi e D'Agostino, 2004; D'Agostino, 2008; Bianco e Franzi, 2000) diverse metodologie empiriche di tipo speditivo, che permettono di stimare il volume di materiale mobilitato a seguito di una colata detritica da un bacino idrografico in funzione di alcuni parametri morfometrici del bacino stesso. A dispetto della loro semplicità, però, queste relazioni hanno il difetto di non includere nella loro struttura nessun parametro probabilistico il che le rende inutilizzabili nelle applicazioni progettuali ove è necessario considerare il tempo di ritorno delle forzanti.

Per questo motivo è stato qui adottato il metodo volumetrico basato semplicemente sulla amplificazione della portata liquida di picco come proposto da Takahashi (1991) e sull'invarianza del sedimentogramma rispetto all'idrogramma di piena (Armanini, 1997).

La formula di Takahashi permette di stimare la portata solida Q_{solida} in funzione delle caratteristiche della colata detritica, al variare della portata liquida $Q_{liquida}$ del bacino:

$$Q_{solida} = \frac{c_*}{c_* - c_v} \cdot Q_{liquida}$$

con $\frac{c_*}{c_* - c_v}$ definito come "*fattore di amplificazione della portata liquida*".

dove c_* è la concentrazione dei sedimenti depositati nel letto in condizioni statiche nel caso di massimo impaccamento, c_v è la concentrazione volumetrica di equilibrio dei solidi (fini e grossolani) trasportati dalla colata supposta in moto uniforme.

Per gli ammassi naturali non coesivi in generale si può assumere $c_* = 0.65$ mentre il valore della concentrazione volumetrica può essere calcolato in funzione delle caratteristiche degli ammassi granulari e della pendenza del fondo alveo tramite la seguente espressione:

$$c_v = \min \left[\frac{\rho_l \tan \vartheta}{(\rho_s - \rho_l) \cdot (\tan \phi - i_f)} \quad 0.9c_* \right]$$

ρ_s = densità dei solidi grossolani (2650 kg/m^3), ρ_l = densità acqua (1000 kg/m^3), i_f = pendenza alveo (°) e ϕ = angolo attrito interno materiale (36°).

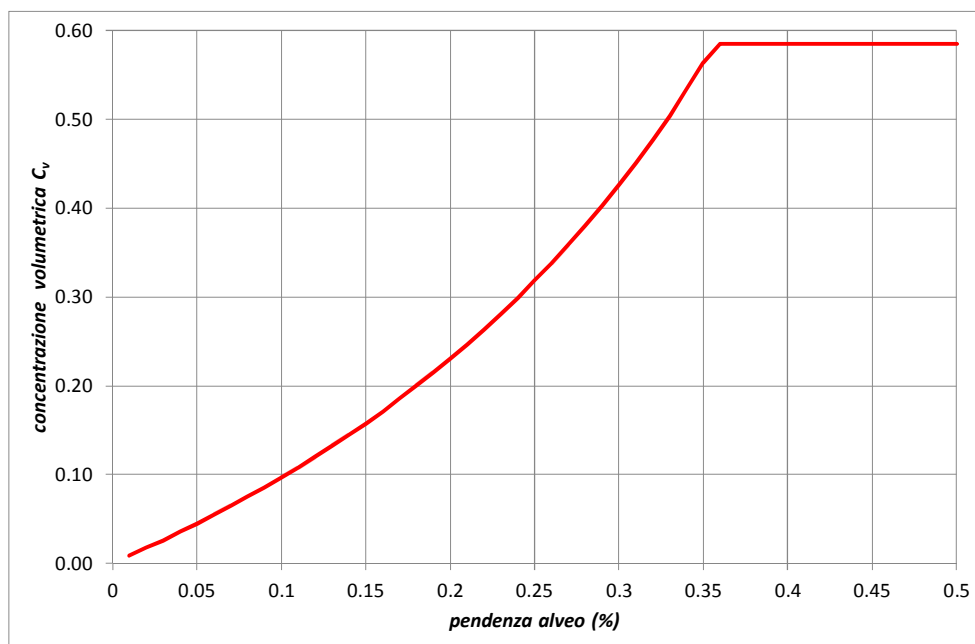


Figura 8. Concentrazione volumetrica in funzione della pendenza dell'alveo

Questa relazione permette di legare la concentrazione della miscela solido-liquida alla pendenza dell'alveo (Fig.8) e, seguendo una classificazione proposta sempre da Takahashi, distinguere il tipo di corrente in relazione ai valori della concentrazione (Tab.6).

Per le applicazioni di questo studio è stato quindi possibile legare il fattore di amplificazione della portata liquida alla pendenza dell'alveo in modo da poter ricavare per le diverse analisi il valore della portata solida da utilizzarsi.

$c_v < 0.02$ ($i_f < 20\%$)	Acqua chiara con trasporto solido di fondo (bedload)
$0.02 \leq c_v < 0.2$ ($20\% < i_f < 30\%$)	Colata detritica immatura
$c_v \geq 0.2$ ($i_f < 30\%$)	Colata detritica matura

Tabella 6. Soglie di concentrazione volumetrica per le colate

Questo legame è riportato nella figura 9 ove è possibile osservare come il fattore di amplificazione è compreso tra **3 e 10 per alvei con pendenza di fondo superiore al 30%** (con un valore costante pari a 10 per pendenze superiori al 35-37%), tra **1.8 e 3 per alvei con pendenza di fondo compresa tra il 20 e il 30%**, e tra **1 e 1.8 per alvei con pendenza di fondo inferiori al 20%**.

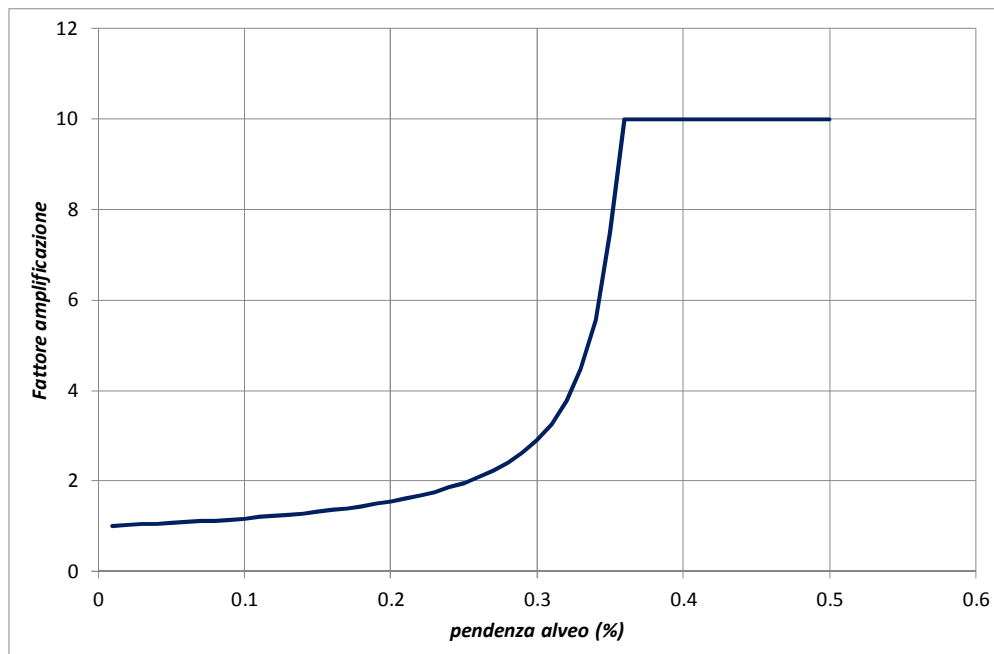


Figura 9. Fattore di amplificazione delle portate liquide in funzione della pendenza dell'alveo

3

ANALISI IDRAULICHE

Le analisi idrauliche sono state finalizzate alla definizione dei seguenti obiettivi:

- Implementazione modelli idraulici di propagazione
- Mappatura aree inondate per diversi tempi di ritorno in funzione delle caratteristiche idrodinamiche dell'evento
- Valutazione pericolosità idraulica e relativa mappatura

I modelli idraulici di propagazione utilizzati sono differenti a seconda della qualità della cartografia disponibile e dei rilievi eseguiti lungo le sezioni trasversali.

a) Modellazione in forma monodimensionale della propagazione delle correnti idriche su tratti parziali di alcuni corsi d'acqua dell'area considerata per le analisi idrauliche. La modellazione è stata finalizzata essenzialmente al riconoscimento delle insufficienze idrauliche puntuali soprattutto in corrispondenza dei manufatti di attraversamento per i diversi tempi di ritorno previsti per le analisi di rischio.

b) Modellazione in forma monodimensionale della propagazione delle onde di piena. La modellazione bidimensionale si è resa necessaria per il riconoscimento delle aree inondabili considerato il fatto che le caratteristiche idrografiche e topografiche dell'area fanno sì che i fenomeni di allagamento siano riconducibili sia a classiche "esondazioni" di volumi idrici dagli impluvi presenti sia a ruscellamenti superficiali

delle acque meteoriche dalle pendici delle alture localizzate nella parte montana dell'area di studio. Tali movimenti superficiali sono, inoltre, fortemente influenzati dalle condizioni microtopografiche locali (strade, linee ferroviarie, fabbricati, opere idrauliche) che la modellazione monodimensionale non è in alcun modo in grado di rappresentare.

L'analisi del rischio idraulico è stata condotta in dettaglio sui tratti vallivi delle aste fluviali principali, interessati dalla presenza di centri abitati, per i quali si dispone di rilievi morfologici trasversali dell'alveo. Gli idrogrammi di piena per gli assegnati tempi di ritorno, ricavati come visto precedentemente, sono stati utilizzati come dati di ingresso dei modelli idraulici impiegati per lo studio della propagazione della piena nei corsi d'acqua.

MODELLAZIONE IDRAULICA

Analisi monodimensionale

Gli schemi monodimensionali sono i più semplici tra i modelli di propagazione e tendono ad assimilare l'alveo e l'area inondabile ad un semplice canale dove l'esondazione è vista come un particolare allargamento della sezione idrica. Il modello idraulico di propagazione qui utilizzato è l'HEC-RAS (*River Analysis System*) sviluppato dall'*Hydrologic Engineering Center dell'US Army Corps of Engineers*. che permette di ricostruire l'andamento dei profili di rigurgito, in condizione di moto permanente gradualmente variato in alveo cilindrico (fatta eccezione per le sezioni in cui si risente della presenza di strutture, quali i ponti), valutando l'influenza di eventuali ponti o di vari ostacoli sul normale deflusso della corrente.

La base teorica di questo modello è costituita dalla classica equazione di conservazione dell'energia derivata per le correnti in moto permanente.

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i - J}{\frac{dE}{dh}}$$

$$\text{con } E = h + \alpha \frac{v^2}{2g}$$

La sua soluzione, ottenuta per iterazione, fornisce le altezze d'acqua in assegnate sezioni trasversali nell'ipotesi che la portata rimanga costante nel tempo.

Il modello permette di introdurre come dato d'ingresso la geometria delle sezioni trasversali anche irregolari e con zone a differente indice di scabrezza, così come la presenza di strutture in alveo. Le perdite continue si possono valutare con l'equazione di Manning:

$$J = \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}}$$

ed è possibile tenere conto di perdite localizzate dovute a restringimenti o allargamenti della sezione trasversale. La ricostruzione del profilo avviene tramite integrazione tra due sezioni successive dell'equazione dell'energia con la determinazione delle quote idriche e delle velocità. Il modello HEC-2 si dimostra abbastanza affidabile nella ricostruzione della propagazione, grazie soprattutto alla sua possibilità di descrivere sezioni abbastanza irregolari e alla possibilità di potere considerare l'influenza delle strutture trasversali in alveo (ponti, tombini, sottopassi, etc.), ma evidenzia i suoi limiti in situazioni geometriche non riconducibili a casi monodimensionali e in condizioni di moto vario.

È importante notare che i risultati delle simulazioni così effettuate risultano attendibili e significativi solo nel caso di alvei incassati, per i quali il deflusso è contenuto dagli argini o nel caso di sezioni trasversali all'alveo stesso tali da contenere la portata di piena. Infatti, nel caso di zone esterne agli argini, soprattutto se particolarmente pianeggianti, non è possibile definire in modo corretto le superfici interessate dai fenomeni di allagamento.

Analisi bidimensionale

Data la complessità topografica dell'area in studio, la scelta di uno schema bidimensionale si è resa in quasi tutti i casi necessaria a causa della significativa presenza di componenti di velocità in direzione ortogonale a quella dell'alveo per la ricostruzione delle aree inondate. Inoltre, la presenza all'interno dell'area di ostacoli al movimento della corrente idrica e di barriere artificiali (argini, sponde ripide, ponti stradali e ferroviari ecc.) ha richiesto una modellazione che tenesse conto di questi

elementi per una corretta descrizione della propagazione dell'onda di piena.

Il modello analitico più completo per la rappresentazione del fenomeno di propagazione delle onde di piena in condizioni di moto vario e, conseguentemente, per l'individuazione delle aree soggette a inondazione è costituito dal sistema di equazioni di De Saint Venant (DSV) scritte in forma bidimensionale. La scelta di uno schema bidimensionale si rende sempre necessaria, nel caso di aree inondabili ampie o con forme irregolari e quando i percorsi dei flussi non sono noti a priori a causa della significativa presenza di componenti di velocità in direzione ortogonale a quella dell'alveo.

Il modello di propagazione bidimensionale (MultiLevel Flood Propagation, MLFP, Aronica et al., 1998) qui utilizzato è basato sulla forma iperbolica delle equazioni di De Saint Venant e permette di valutare le caratteristiche idrodinamiche di una corrente che non si muova secondo una prefissata e definita direzione.

Questo modello, originariamente pensato per le sole correnti idriche (acqua chiara) è stato modificato opportunamente per trattare il moto delle correnti concentrate e delle colate.

Le equazioni DSV per un sistema bidimensionale, trascurando i termini di inerzia convettiva, si scrivono nella forma:

$$\begin{aligned}\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial q}{\partial t} + gh \frac{\partial H}{\partial x} + gh J_x &= 0 \\ \frac{\partial q}{\partial t} + gh \frac{\partial H}{\partial y} + gh J_y &= 0\end{aligned}$$

dove $H(t,x,y)$ la quota piezometrica, $p(t,x,y)$ e $q(t,x,y)$ le componenti della portata specifica (per unità di larghezza), h l'altezza idrica e J_x e J_y le perdite energetiche rispettivamente nelle direzioni x ed y .

Le perdite vengono espresse in maniera differente a secondo del fluido considerato nella modellazione idraulica:

Equazione di Chezy-Manning (acqua chiara)

$$J_x = \frac{n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}}; J_y = \frac{n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}}$$

in cui n è il coefficiente di scabrezza di Manning, u e v sono le componenti di velocità sempre nelle direzioni x e y

Equazione di Takahashi (colata detritica immatura) (Brufau et al., 2000)

$$J_x = \frac{d_{50}^2 \cdot u \sqrt{u^2 + v^2}}{0.49 \cdot gh^3}; J_y = \frac{d_{50}^2 \cdot v \sqrt{u^2 + v^2}}{0.49 \cdot gh^3}$$

dove d_{50} è il diametro caratteristico delle particelle solide trasportate della colata;

Equazione di Takahashi-Bagnold (colata detritica matura) (Larcan et al., 2002)

$$J_x = \frac{u \sqrt{u^2 + v^2}}{\left(\frac{2}{5d_{50}} \frac{1}{\lambda}\right)^2 \frac{1}{a_B \sin \phi} \left[c_v + (1 - c_v) \frac{\rho}{\rho_s} \right] \cdot gh^3}$$

$$J_y = \frac{v \sqrt{u^2 + v^2}}{\left(\frac{2}{5d_0} \frac{1}{\lambda}\right)^2 \frac{1}{a_B \sin \phi} \left[c_v + (1 - c_v) \frac{\rho}{\rho_s} \right] \cdot gh^3}$$

con $\lambda = \left\{ (c_*/c_v)^{1/3} - 1 \right\}^{-1}$ concentrazione lineare e a_B una costante empirica che assume il valore di 0.042 per propagazione su fondo rigido e il valore di 0.35 per propagazione su fondo mobile.

Una delle ipotesi principali, nella stesura delle equazioni DSV, è la presenza di piccole pendenze del terreno (fino a qualche unità per cento) nelle direzioni ortogonali a quella principale del moto. La presenza di zone a elevata pendenza e/o di discontinuità verticali del terreno rende di scarsa utilità applicativa le equazioni DSV nella forma classica. Per superare questa limitazione nel modello MLFP le equazioni DSV vengono risolte in un dominio scomponibile in più sottodomini separati da discontinuità verticali, che possono rappresentare le sponde ripide del corso d'acqua, gli argini o muri di sponda, i rilevati stradali e ferroviari, le strutture in alveo, ecc.

Il sistema di equazioni differenziali viene risolto adottando uno schema numerico agli elementi finiti triangolari nella formulazione dei residui pesati di Galerkin considerando che in ogni elemento triangolare le quote piezometriche varino

linearmente e le portate per unità di larghezza siano costanti.

La scelta degli elementi triangolari è stata motivata dalla flessibilità che essi consentono alla geometria del modello. Questi elementi permettono infatti, a differenza di altri comunemente utilizzati come quelli quadrangolari, di potere descrivere meglio e più facilmente la complessità delle situazioni morfologiche naturali (quali si presentano nella quasi totalità delle applicazioni) e delle particolarità geometriche (pile di ponti, strutture in alveo, discontinuità del terreno, ecc.). Inoltre gli elementi triangolari conducono a notevoli semplificazioni nel calcolo di quelle funzioni che rappresentano l'andamento delle grandezze incognite all'interno del dominio.

Per maggiori particolari sulla descrizione del modello e sulla risoluzione delle sue equazioni, si rimanda comunque ad *Aronica et al.* (1998).

Gli edifici e gli altri ostacoli sono trattati come isole interne alla mesh triangolare che copre l'intero dominio. Le variazioni spaziali e temporali di portata della colata sono introdotte come termini sorgente (gli idrogrammi in ingresso sono dati come input in nodi estremi del dominio). Le condizioni di saturazione del fondo sono assegnate come condizioni iniziali.

Per la modellazione monodimensionale il codice HEC-RAS utilizzato non permette la modifica delle leggi di resistenza per tener conto del fluido considerato nella modellazione idraulica.

Per superare questa limitazione si è definito un parametro di scabrezza equivalente n_e (alla Manning) ottenuto semplicemente imponendo che $V_{colata} = V_{acqua}$ nelle leggi di resistenza su scritte nell'ipotesi di moto uniforme:

Equazione di Takahashi (colata detritica immatura) (Brufau et al., 2000)

$$n_e = \frac{d_{50}}{h^{5/6} \sqrt{0.49 \cdot g}}$$

Equazione di Takahashi-Bagnold (colata detritica matura) (Larcan et al., 2002)

$$n_e = \sqrt{\frac{1}{\left(\frac{2}{5d_{50}} \frac{1}{\lambda}\right)^2 \frac{1}{a_B \sin \phi} \left[c + (1-c) \frac{\rho}{\rho_s} \right] gh^{5/3}}}$$

nelle quali i simboli assumono il significato già visto. Il legame tra il parametro di scabrezza equivalente e l'altezza idrica della corrente per i diversi tipi di fluido considerati nella modellazioni idraulica è mostrato in figura 10 (con $d_{50} = 0.05$ m, $c_v = 0.38$, $c^* = 0.65$).

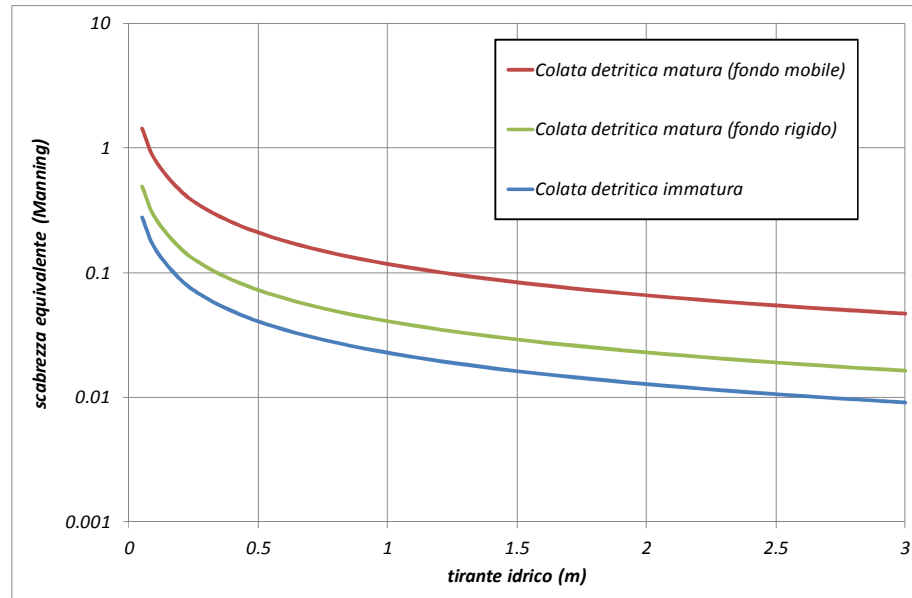


Figura 10. Parametro di resistenza equivalente per propagazione di colate detritiche

Per completezza, in considerazione del fatto che i corsi d'acqua studiati presentano dinamiche di fondo alveo abbastanza marcate, anche nel caso di propagazione di acqua chiara, sono state implementate all'interno dei modelli idraulici delle leggi di resistenza e delle scabrezze idrauliche equivalenti espressi in funzione delle granulometria del materiale di fondo alveo e dei tiranti idrici. Le relazioni utilizzate sono riportate di seguito e il loro andamento in funzione dell'altezza idrica della corrente mostrato in figura 11.

Equazioni di Graf (Graf, 1984)

$$n_e = \frac{h^{1/6}}{\sqrt{g} \cdot \left[5.75 \cdot \log\left(\frac{h}{d_{50}}\right) + 3.25 \right]} \quad (\text{alveo con elementi grossolani})$$

Equazioni di Garde e Ranga Raju (Garde e Ranga Raju, 1966)

$$n_e = \frac{6\sqrt{g}}{d_{50}^{1/6}} \quad (\text{alveo erodibile letto piano e antidune})$$

$$n_e = \frac{3.2\sqrt{g}}{d_{50}^{1/6}} \text{ (alveo erodibile con increspature)}$$

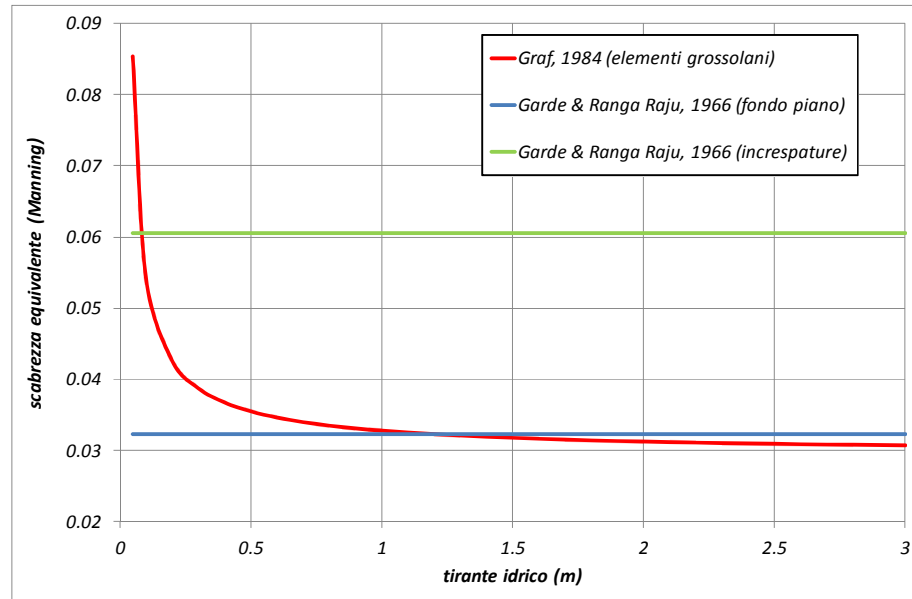


Figura 11. Parametro di resistenza equivalente per propagazione di acqua chiara con trasporto solido di fondo

Per ciascuno degli scenari di piena che sono stati analizzati, utilizzando i risultati provenienti dagli studi idrologici- idraulici, le grandezze utilizzate per la fase di quantificazione della pericolosità sono state:

- il massimo valore dell'altezza idrica;
- le caratteristiche idrodinamiche del deflusso intese come prodotto della velocità media della corrente (m/s) per la contemporanea altezza idrica (*indice di intensità*).

Un chiarimento merita però l'utilizzo di questo indice di intensità come ulteriore indicatore di pericolosità idraulica.

Nella letteratura scientifica (Abt et al., 1989; FEMA, 2002; Kelman e Spence, 2004; Penning-Roswell e Fordham, 1994) quest'indice è associato agli effetti prodotti dallo scorrimento di una corrente fluviale lungo le superfici esterne agli alvei quali:

- perdita di stabilità delle persone investite dalla corrente
- movimentazione dei veicoli e degli altri oggetti presenti nell'area
- danneggiamento degli edifici

I valori proposti per questo indice sono di $0.7 \text{ m}^2/\text{s}$ che rappresenta l'involuppo delle condizioni limite di stabilità per persone e veicoli e $7 \text{ m}^2/\text{s}$ che rappresenta il

valore limite per il parziale danneggiamento di strutture in muratura. Entrambi questi valori sono riferiti a propagazione di correnti di acqua chiara e sono stati derivati da esperienze da laboratorio.

La pericolosità di una inondazione dipende quindi in larga misura sia dal tirante idrico che si realizza sia dalla velocità con cui la corrente idrica si muove, per cui sarebbe auspicabile introdurre quest'indice nelle procedure per la valutazione della pericolosità idraulica.

Poiché, però, la procedura PAI - Regione Sicilia non prevede l'utilizzo di questo indice la valutazione delle pericolosità idraulica è stata condotta solo sulla base delle altezze idriche (Tabella 1) mentre sono state prodotte delle mappe di distribuzione spaziale dell'indice di intensità per permettere una migliore comprensione delle reali condizioni di pericolosità.

BIBLIOGRAFIA

- Abt, S.R., Wittler, R.J., Talor, A. and Love, D.J.: Human stability in a flood hazard zone, *Water Resour. Bull.*, 25, 881-890, 1989
- Armanini A. (1996), *Colate di detrito*, rapporti di lavoro dell'Istituto Geologico della Repubblica Italiana e del Cantone del Ticino.
- Armanini A. (1999), *Dinamica delle Colate di Detriti*, Proc. Conf. Previsione e Prevenzione di Movimenti Franosi Rapidi, Trento, 17-18-19 giugno 1999.
- Armanini A., Fraccarollo L., Rosatti G. (2009), *Two-dimensional simulation of debris flows in erodible channels*, *Computers & Geosciences*, 35.
- Aronica G., Cascone E., Brigandì G., Biondi G., Randazzo G., Lanza S. (2011), *Assessment and mapping of debris flow risk through integrated numerical simulations and GIS*, *Journal Physics and Chemistry of earth*.
- Aronica G., Nasello C., Tucciarelli T. (2008), *A 2D Multilevel Model for Flood Propagation in Flood Affected Areas*, *ASCE - Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol.124, n.4.
- Bagnold R.A. (1954), *Experiments on a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear*, *Proceeding of the Royal Society of London, series A*, vol. 225: 49-63.
- Bertalli L., Larcán E., Mambretti S. (2002), *Leggi di resistenza al moto nelle colate di detriti conseguenti al crollo di dighe. Modello numerico e confronti con i risultati sperimentali*, 28° Convegno di Idraulica e Costruzioni idrauliche, Potenza, 16 – 19 settembre 2002.
- Bianco G., Franzì L., 2000. Estimation of debris flow volumes from storm events. *Proc. of Debris Flow Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment*, Balkema, Rotterdam
- Borga M., Dalla Fontana G., Da Ros D., Marchi L. (1998), *Shallow landslide hazard assessment using a physically based model and digital elevation data*, *Environ. Geol.* 35 (2–3), 81–88.
- Borga M., Dalla Fontana G., Gregoretti C., Marchi L. (2002), *Assessment of shallow landsliding by using a physically based model of hillslope stability*, *Hydrol. Process.* 16 (14).

- Brufau P., García-Navarro P., Ghilardi P., Natale L., Savi F. (2000), *1d mathematical modelling of debris flow*, Journal of hydraulic research, 38 (6), 435-446.
- Burlando P., Rosso R. (1995). Le precipitazioni intense in "La sistemazione dei corsi d'acqua naturali". Atti del Corso di Aggiornamento – Programma di Istruzione Permanente – Politecnico di Milano, ed. Bios.
- Burlando P., Rosso R. (1996). Scaling and multiscaling models of depth-duration-frequency curves for storm precipitation, *Journal of Hydrology*, 187:) 45-64.
- Calvo B., Savi F. (2009), *A real-world application of Monte Carlo procedure for debris flow risk assesment*, Computer & Geosciences, 35 , 967-977.
- Cancelli A., Nova R. (1985), *Landslides in soil debris cover triggered by rain storms in Valtellina*, Fourth International Conference and Field Workshop on Landslides, Tokyo, Japan.
- Cannarozzo M., D'Asaro F., Ferro V. (1995), *Regional rainfall and flood frequency analysis for Sicily using the two component extreme value distribution*, Hydrological Sciences Journal - des Sciences Hydrologiques, 40(I).
- Chow V. T., Maidment D. R., Mays L. W. (1988), *Applied Hydrology*, McGraw-Hill International Editions.
- Ciaravino G., Ciaravino L., Grimaldi G., Lombardi G., Maddaloni N., Minotta C., Sorvino L.S. (2005), *Matrici per la valutazione dei livelli di rischio in debris flow*, Giornale di Geologia Applicata 2/2005, 93–98.
- Cunnane, C. (1988). Methods and merits of regional flood frequency analysis, *Journal of Hydrology*, 100: 269–290.
- D'Agostino V. (1996), *Analisi quantitativa e qualitativa del trasporto solido torrentizio nei bacini montani del Trentino orientale*, "Scritti dedicati a Giovanni Tournon", Associazione Italiana di Ingegneria Agraria.
- D'Agostino V., Cerato M., Coali R. (1996), *Extreme events of sediment transport in the eastern Trentino torrents*, Atti del Convegno INTERPRAEVENT, Band 1, pagg. 377-386.
- D'Agostino V., Marchi L. (2004), *Estimation of debris-flow magnitude in the Eastern Italian Alps*, "Earth Surface Processes Landforms", Vol. 29, 207-220.
- Deganutti M.A., Marchi L., Arattano M. (2000), *Rainfall and debris-flow occurrence in the Moscardo basin (Italian Alps)*, in: Wiczorek G.F., Naeser N.D., *Debris Flow Hazard Mitigation, Mechanics, Prediction, and Assessment*, Balkema, Rotterdam, pp. 67–72.
- Del Prete M., Guadagno F.M., Hawkins A.B. (1998), *Preliminary report on the landslides of 5 May 1998, Italy*, Bull. Eng. Geol. Env., 57, 113-129.
- Eisbacher G.H., Claque J.J. (1984), *Destructive mass movements in high mountains: hazard and management*, Geol. Survey of Canada, 84-16.
- Evangelista A., Nicotera M.V., Scotto di Santolo A. (2005), *Valutazione del ruolo degli strati pomicei nell'innesco dei fenomeni di colate di fango*, Convegno Nazionale La MITIGAZIONE DEL RISCHIO DA COLATE DI FANGO a Sarno e negli altri Comuni colpiti dagli eventi del maggio '98, Napoli 2 e 3 maggio 2005 – Sarno 4 e 5 maggio 2005.

- Faella C., Nigro E. (2001), *Effetti delle colate rapide sulle costruzioni. Parte seconda: valutazione della velocità d'impatto*, Forum Fenomeni di colata rapida di fango nel Maggio '98, Commissariato di Governo per l'emergenza idrogeologica in Campania, Napoli, 22 giugno 2001.
- FEMA, Federal Emergency Management Agency: Guidelines and specifications for flood hazard mapping partners, FEMA Publications, Flood studies and mapping, 1, 2002.
- Ferro V. (2002). *La sistemazione dei bacini idrografici*. McGraw-Hill.
- Fuchs S. (2008), *Vulnerability to torrent processes*, in: Popov, Brebbia e Beriatos: *Risk Analysis VI*, Southampton: WIT 2008, in press.
- Fuchs S., Heiss K., Hübl J., *Towards an empirical vulnerability function for use in debris flow risk assessment*, Natural Hazards and Earth System Sciences 7 (2007), 495–506.
- Fuchs S., Kaitna R., Scheidl C., Hübl J., *The application the risk concept to debris flow hazards*, Geomechanik und Tunnelbau 1 (2008), Heft 2, 120-129.
- Garde R.J., Ranga Raju K.G., *Resistance relationship for alluvial channel flow*, Proc. ASCE Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 92, 7, 1966
- Graf W.H. (1984), *Flow resistance for steep mobile channels*, Atti del Seminario "Idraulica del Territorio Montano" Bressanone.
- Gregoretti C., Dalla Fontana G. (2006), *Curva limite di intensità di precipitazione per la generazione di colate detritiche da deflusso superficiale nell'area dolomitica*, in: D'Agostino V., Fattorelli S., *Le Sistemazioni Idraulico-Forestali per la Difesa del Territorio*, Nuova Editoriale Bios, Castrolibero, pp. 531–544.
- Hosking J.R.M. and Wallis J.R. (1997). *Regional Frequency Analysis*, Cambridge University Press.
- Keifer C.J., Chu H.H. (1957), *Synthetic Storm Pattern for Drainage Design*, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 83(4), 1332.1-1332.25.
- Kelman, I., and Spence, R.: An overview of flood actions on buildings, *Engineering Geology*, 73, 297-309, 2004.
- Kottegoda N.T., Rosso R. (1997), *Statistic, Probability and Reliability for Civil and Environmental Engineer*, McGraw-Hill International Edition, New York.
- Larcan E., Mambretti S., Orsi E. (2002), *Leggi di resistenza al moto nelle colate di detriti conseguenti al crollo di dighe. 1: apparato sperimentale e primi risultati*, 28° Convegno di Idraulica e Costruzioni idrauliche, Potenza, 16-19 settembre 2002.
- Lenzi M.A. (2006), *Research developments in debris flow monitoring, modelling and hazard assessment in Italian mountain catchments*, In: Lorenzini G., Brebbia C.A., Emmanouloudis D.E. (Eds.), *Monitoring, Simulation, Prevention and remediation of Dense and Debris Flows*, 135-145.
- Major J. J. (1997), *Depositional processes in large-scale debris flow experiments*, *J. Geol.* 105, 345–366.
- Marchi L., D'Agostino V., 2004. Estimation of debris flow magnitude in Eastern Italian Alps. *Earth Surfaces Processes and Landforms*. 29:207-220.
- Marchi L., Tecca P.R. (1996), *Magnitudo delle colate detritiche nelle Alpi Orientali Italiane*, *Geingegneria Ambientale e Mineraria* 33.

- Montgomery D. R., Dietrich W. E., (1994), *A physically based model for the topographic control of shallow landsliding*, Water Resour. Res., 30(4), 1153–1171.
- Montgomery D.R., Schmidt K.M., Greenberg H., Dietrich W.E. (2000), *Forest clearing and regional landsliding*, Geology 28, 311–314.
- Mortara G. (1994), *Ricerche sulle colate detritiche torrentizie (debris flow) in ambiente alpino*, CNR-GNDI, 287-302.
- Moser M., Hohensinn F. (1983), *Geotechnical aspects of soil slip in Alpine region*, Engineering Geology 19, 185–211.
- Muratori A. (2009), *La gestione «all'europea» del rischio alluvioni:nuove modalità per affrontare un vecchio problema*, Ambiente e sviluppo n. 2/2009.
- Naef D., Rickenmann D., Rutschmann P., McArdell B. W. (2006). *Comparison of flow resistance relations for debris flows using a one-dimensional finite element simulation model*, Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 6, 155–165.
- O'Brien, J.S., Julien P.Y. (1988), *Laboratory analysis of mudflow properties*, J. of Hyd. Eng., ASCE, 114(8), 877-887.
- Pack R.T., Tarboton D.G. (1997), *New developments in terrain stability mapping*, Proceedings of the 11th Vancouver Geotechnical Society Symposium of Forestry Geotechnique and Resource Engineering, p. 12.
- Paronuzzi P., Coccolo A., Garlatti G. (1998), *Eventi meteorici critici e debris flows nei bacini montani del Friuli*, L'Acqua 6, 39–49.
- Penning-Roswell, N., and Fordham, M.: *Floods across Europe. Hazard Assessment, modelling and management*, Middlesex University Press, London, 1994
- Picarelli L., Olivares L. (2001), *Innesco e formazione di colate di fango in terreni sciolti di origine piroclastica*, Forum per il Rischio Idrogeologico in Campania *Fenomeni di colata rapida di fango nel maggio '98*, Napoli, 22 giugno 2001.
- Ratto S., Bonetto F., Comoglio C. (2003), *The October 2000 flooding in Valle d'Aosta (Italy): event description and land planning measurements for the risk mitigation*, J. of River Basin Management, 1(2), 105-111.
- Rickenmann D. (1995), *Beurteilung von Murgängen [Assessment of debris flows]*, Schweizer Ingenieur und Architekt (48), 1104–1108, Germania.
- Rickenmann D. (1999), *Empirical Relationships for Debris Flow*, Natural Hazards, n.19, 47-77.
- Rosso R., Burlando P. (1990). *Scale invariance in temporal and spatial rainfall*, *Proceedings of XV General Assembly European Geophysical Society*, Copenhagen, April 23-27, Annales Geophysicae, Special Issue, p. 145.
- Rouse H. (1936), *Modern conception of the mechanics of fluid turbulence*, "Transactions of ASCE", 1.
- Seminara G., Tubino M. (1993), *Debris flow: meccanica, controllo e previsione*, "Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche", CNR, Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Roma.

Takahashi T. (1991), *Debris flow*, IAHR Monograph Series, Balkema.

Wooding, R. A. (1965). A hydraulic model for the catchment stream problem, 1. - Kinetic wave theory,
Journal of Hydrology,

Zimmermann M., Mani P., Romang H. (1997b), *Magnitude-frequency aspects of Alpine debris flows*,
Eclogae Geologicae Helvetiae 90(3), 415–320.