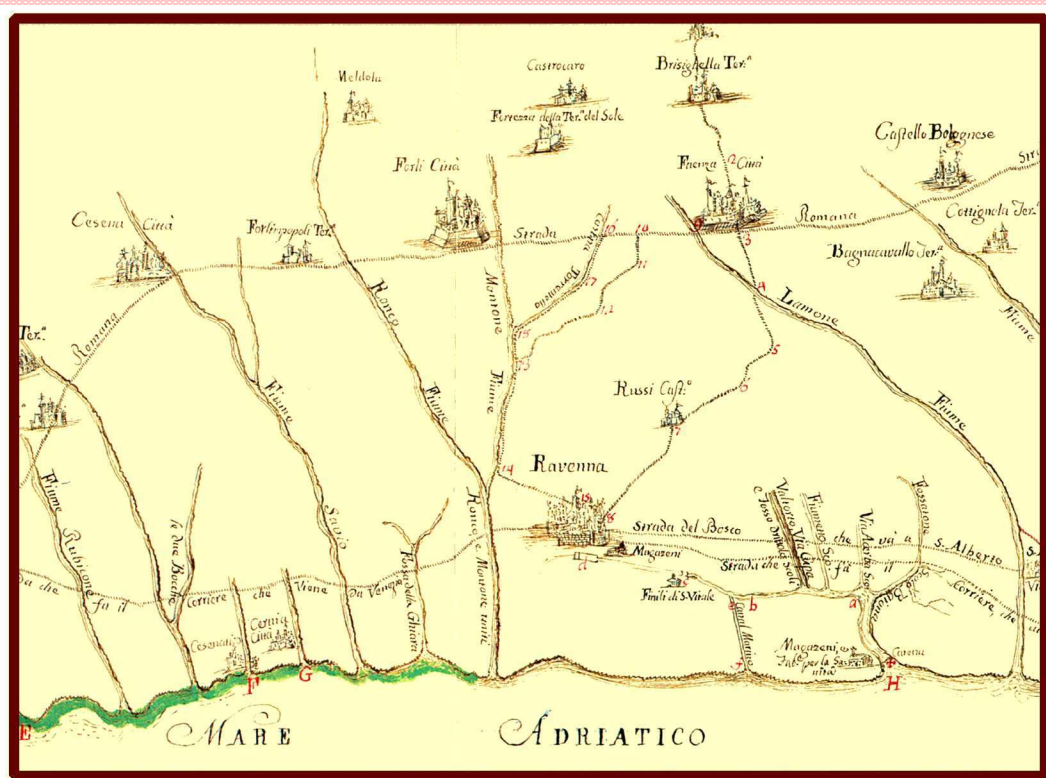


**PIANO STRALCIO PER IL RISCHIO
IDROGEOLOGICO**

Direttiva inerente le verifiche idrauliche e gli accorgimenti tecnici da adottare per conseguire gli obiettivi di sicurezza idraulica definiti dal Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico, ai sensi degli artt. 2 ter, 3, 4, 6, 7, 8, 9, 10, 11 del Piano



Adottata dal Comitato Istituzionale con delibera n. 3/2 del 20 ottobre 2003
Adeguamento alla variante al Tit. II "Assetto della rete idrografica"
adottata dal C.I. con delibera 2/2 del 16/11/2011

Comitato Istituzionale

Paola Gazzolo - Presidente
Luciana Garbuglia
Mara Roncuzzi

Segretario Generale

Dott. Giuseppe Bortone

Gruppo di progetto del Piano stralcio Rischio Idrogeologico

Arch. Erminio Ferrucci - Coordinamento al progetto di Piano
Dott. Domenico Donati - Coordinamento alle analisi di Piano

Ing. Alberto Pistocchi - Responsabile progetto Rischio idraulico
Dott. Oscar Zani - Responsabile progetto Rischio frane
Dott. Gabriele Cassani - Responsabile rapporti con la pianificazione e norme
Dott. Claudio Camporesi - Cartografia e supporto informatico

Rag. Carla Gugnoni - Responsabile funzione amministrativa
Seg. Susi Gaudenzi - Supporto funzione amministrativa

Gruppo di lavoro per la redazione della direttiva

Ing. Alberto Pistocchi (Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli) - Coordinamento
Ing. Vincenzo Bosi (Consorzio di Bonifica della Romagna Centrale)
Ing. Leonardo Giorgi (Consorzio di Bonifica Savio e Rubicone)
Ing. Caterina Mancusi (Servizio Tecnico di Bacino Fiumi Romagnoli)
Geom. Fausto Pardolesi (Servizio Tecnico di Bacino Fiumi Romagnoli)
Ing. Davide Sormani (Servizio Tecnico di Bacino Fiumi Romagnoli)

Analisi a supporto della direttiva

Progetto del sistema di supporto alle decisioni, coordinamento scientifico-metodologico: Ing. Alberto Pistocchi

Progetto e direzione campagna geognostica arginature: Dott. Oscar Zani

Consulenze: Prof. Armando Brath (parametri meteomarinari; rischio di collasso arginale); Prof. Massimo Ferraresi (analisi numeriche di dam break); Prof. Marco Franchini (calcolo delle portate di progetto); Prof. Gabriele Giorgi (costruzione del modello digitale del terreno di pianura); Ing. Leonardo Giorgi (invarianza idraulica); Prof. Guido Gottardi, Ing. Federico Donati (analisi della saturabilità delle arginature)

Collaborazioni: Ing. Federico Donati (elaborazioni sul rischio di collasso arginale e sui tiranti idrici di riferimento); Dott. Paolo Rosetti (raccolta e digitalizzazione dei dati altimetrici di pianura); Ing. Caterina Mancusi, geom. Fausto Pardolesi, Ing. Davide Sormani (verifiche idrauliche e controlli sui dati di esondazione).

INDICE

1	Premesse. Individuazione dei processi di pianificazione, procedimenti autorizzativi.	Pag. 5
2	Calcolo delle portate di riferimento.	6
2.1	Metodi di stima ammissibili.	6
2.2	Indicazioni operative sull'uso dei metodi di regionalizzazione e cinematico.	8
2.3	Procedure di stima semplificate; utilizzo di valori di portata calcolati nel contesto del piano di bacino.	9
3	Verifiche idrauliche.	9
4	Prescrizioni particolari per gli attraversamenti.	12
5	Criteri per la redazione degli studi di compatibilità idraulica (art.2 ter.; art. 3; art. 4).	17
6	Tiranti idrici di riferimento e accorgimenti tecnico-costruttivi (art. 6 comma 4).	18
7	Criteri e accorgimenti tecnici per la realizzazione delle misure per l'invarianza idraulica (art. 9).	19
7.1	Premesse e considerazioni generali; individuazione di soglie dimensionali degli interventi.	19
7.2	Efficacia dell'azione di laminazione e verifiche idrauliche consigliate in sede di autorizzazione degli interventi ai fini dell'invarianza idraulica.	22
7.3	Modalità di realizzazione dell'invarianza idraulica.	23
7.4	Valutazione dei coefficienti di deflusso; valutazione della permeabilità delle superfici.	28
7.5	Invarianza idraulica delle trasformazioni delle superfici che non provocano mai effetti di aggravio delle condizioni di piena del corpo idrico ricevente; individuazione di soluzioni alternative alla realizzazione di volumi di invaso (art. 9 comma 8)	30
7.6	Studi idrologici di maggior dettaglio per aree di estensione maggiore di 10 ha (art. 9 comma 6); indicazioni per le procedure di verifica ambientale ai sensi della L.R. 9/1999 per le trasformazioni di uso del suolo.	32
8	Indirizzi per i Comuni ricadenti nelle aree di pianura per promuovere la realizzazione di sistemi di raccolta delle acque piovane anche nelle aree edificate (art. 8 comma 2).	33
9	Criteri di valutazione delle distanze di rispetto dai corpi arginali di cui al comma 1 art. 10	33
10	Criteri ispiratori per l'attuazione delle prescrizioni di cui all'art. 11 delle norme del piano.	34
10.1	Definizione dell'insieme dei rischi idraulici connessi alle reti di smaltimento delle acque meteoriche nei comprensori di bonifica in riferimento ad eventi di pioggia con tempi di ritorno di 30 e 200 anni e linee d'intervento per la riduzione dei rischi individuati (art. 11 comma 1)	34
10.2	Obiettivi di progetto per la messa in sicurezza dei corsi d'acqua; approvazione delle opere di riduzione del rischio idraulico da parte dell'autorità competente (art. 11 comma 2).	35
10.3	Definizione delle convenzioni fra i soggetti gestori di opere idrauliche facenti parte del reticolo idrografico principale e l'Autorità idraulica inerenti il funzionamento e la manutenzione delle opere stesse.(art. 11 comma 5)	36

ELENCO DEGLI ALLEGATI

Allegato 1	Descrizione dei metodi di calcolo delle portate di progetto.	Pag. 37
Allegato 2	Valutazione orientativa del possibile valore dell'indice CN sui bacini romagnoli.	56
Allegato 3	Parametri a ed n delle curve di possibilità climatica desumibili dallo studio di Franchini, 2001.	57
Allegato 4	Parametri idrologici e morfometrici richiesti per il calcolo della portata indice con il metodo regionale.	58
Allegato 5	Dati orientativi riguardo a livelli marini di assegnato tempo di ritorno, clima ondosso.	59
Allegato 6	Tiranti idrici di riferimento per le aree di pianura sottoposte a rischio di allagamento.	74
Allegato 7	Metodologie di verifica speditiva e cartografia delle distanze di rispetto dai corpi arginali.	75

1. Premesse. Individuazione dei processi di pianificazione, procedimenti autorizzativi

La presente direttiva contiene le indicazioni tecniche relative all'esecuzione degli studi, delle verifiche e delle valutazioni di carattere idrologico ed idraulico, ed individua gli accorgimenti tecnico-costruttivi e i criteri di pianificazione in base ai quali i soggetti competenti, come individuati dalle norme del Piano stralcio per il rischio idrogeologico dell'Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli, svolgono i propri compiti al fine di perseguire un assetto territoriale sostenibile nei termini della sicurezza dei beni e delle persone rispetto ai rischi idraulici e della qualità dell'ambiente fluviale.

Il piano di bacino riconosce alla corretta verifica, valutazione e progettazione degli aspetti idrologici ed idraulici degli interventi, opere e attività di gestione del territorio, un ruolo fondamentale per garantirne il buon funzionamento nel rispetto delle dinamiche e degli equilibri complessivi alla scala di bacino.

In particolare, le verifiche e valutazioni idrologiche ed idrauliche costituiscono gli atti con i quali i tecnici competenti certificano il grado di rispondenza dell'oggetto di verifica (opera, attività gestionale, intervento in genere) ai principi prestazionali di:

- non esporre beni e persone a rischi idraulici
- non peggiorare, e ovunque possibile migliorare:
 - o le condizioni del bacino riguardo ai regimi idrologici (intendendo in particolare il mantenimento della gradualità del rilascio dei deflussi e dei colmi di piena)
 - o le condizioni del reticolo idrografico in generale riguardo alla capacità di laminazione delle piene e di smaltimento dei deflussi.

I criteri esposti nella presente direttiva costituiscono indicazioni da tenere in considerazione nei seguenti contesti:

- istruttoria delle pratiche inerenti le autorizzazioni in ambito urbanistico ed edilizio ai sensi degli articoli 2ter, 3, 4, 6 e 9 delle norme del piano stralcio per il rischio idrogeologico
- formazione ed approvazione di piani territoriali e urbanistici provinciali e comunali, nonché di regolamenti urbanistico-edilizi anche in riferimento a quanto disposto dagli articoli 8, 9, 10, 11 delle norme del Piano stralcio per il rischio idrogeologico
- formazione di piani di protezione civile di livello comunale, provinciale e regionale
- autorizzazioni allo scarico di portate meteoriche in corsi d'acqua del reticolo idrografico naturale e di bonifica
- autorizzazioni allo svolgimento di attività e alla realizzazione di manufatti sul demanio dei corsi d'acqua, e in particolare autorizzazioni di attraversamenti anche in relazione all'art. 7 delle norme del piano stralcio per il rischio idrogeologico
- verifica (screening) e valutazione di impatto ambientale ai sensi della L.R. 1999 n. 9 e ss.mm.ii., nonché studi di fattibilità ambientale ai sensi della L. 1994 n. 109 e ss.mm.ii. e del relativo regolamento di attuazione; in questi ultimi casi le indicazioni di cui alla presente direttiva costituiscono elemento di riferimento per la valutazione degli studi di impatto e di fattibilità ambientale in ordine agli aspetti di tipo idraulico ed idrologico.
- Formazione di ogni altro piano o progetto che abbia rilevanza ai fini dell'assetto idrogeologico del territorio e del reticolo idrografico.

L'Autorità di bacino garantisce, anche per via telematica, la massima diffusione ai dati di tipo idrologico e geografico necessari allo sviluppo dei calcoli e delle verifiche. In particolare, sono sempre accessibili al pubblico e ad ogni soggetto chiamato ad eseguire valutazioni e verifiche di tipo idrologico ed idraulico tutti i dati disponibili allo stato delle conoscenze correnti in merito a:

- idrografia e bacini idrografici perimetrati
- portate di progetto già calcolate nell'ambito del piano di bacino
- topografia
- geometria dei corsi d'acqua
- misure di piogge
- misure di portate
- uso del suolo
- caratteri litopedologici e di permeabilità dei terreni
- parametri meteomarini.

L'Autorità di bacino garantisce anche la massima diffusione ai rapporti tecnici riportati in bibliografia della presente direttiva, cui si rinvia per i necessari approfondimenti.

Al fine della corretta esecuzione delle verifiche e valutazioni idrologiche ed idrauliche, è sempre necessario prendere in considerazione il quadro delle conoscenze esistenti e sviluppare i necessari approfondimenti a partire da esse. A tal fine, e per concordare gli aspetti operativi delle verifiche non espressamente trattati nella presente direttiva, i tecnici che eseguono le verifiche e valutazioni idrauliche sono tenuti, in base alla buona pratica, a prendere contatti con l'Autorità idraulica competente sui corsi d'acqua eventualmente interessati dall'intervento cui la verifica si riferisce.

I dati acquisiti *ex novo* in sede di verifica e di valutazione devono essere resi disponibili al soggetto responsabile del procedimento nel quale è richiesta la verifica stessa, e di conseguenza al Servizio Tecnico di Bacino e al Consorzio di Bonifica territorialmente competenti, i quali provvedono a integrarli nei rispettivi database e a presentarli all'Autorità di bacino per la periodica revisione dei dati da rendere disponibili.

2. Calcolo delle portate di riferimento

Il calcolo delle portate di riferimento è la procedura con la quale si definiscono le grandezze di progetto da considerare nelle verifiche idrauliche come meglio specificate nel seguito.

Il parametro di riferimento per le verifiche idrauliche è la portata con tempo di ritorno di 200 anni, per la quale devono essere soddisfatti gli obiettivi di messa in sicurezza nel seguito definiti.

2.1. Metodi di stima ammissibili

La stima della portata di piena di assegnato rischio in un corso d'acqua dipende in generale dal tipo di dati idrologici disponibili.

Il caso più favorevole si ha ovviamente quando nella sezione di interesse sono disponibili valori di portata misurati per un periodo di osservazione sufficientemente lungo; in queste condizioni l'analisi statistica diretta di frequenza delle piene consente di determinare con buona affidabilità le stime richieste. È in generale da *sconsigliare l'estensione dell'estrapolazione statistica a livello puntuale oltre 2-3 volte la dimensione campionaria.*

Quando tale condizione non risulta verificata, le procedure utilizzabili sono sostanzialmente due:

- impiego di modelli di regionalizzazione del dato idrometrico, costruiti a partire dall'analisi statistica dell'informazione idrologica disponibile relativamente ad una porzione di territorio, "regione idrologica", omogenea rispetto ai fenomeni di piena;
- analisi statistica delle osservazioni pluviometriche relative al bacino idrografico sotteso dalla sezione di interesse, anche questa preferibilmente condotta mediante una metodologia di tipo regionale, e successivo impiego di semplici modelli afflussi-deflussi.

Oltre a questi due tipi di procedure, sono riportati in letteratura numerosi metodi di tipo empirico (p.es. Metodo di Cook, formule di Pagliaro, Forti, Mongiardini...) che possono sempre essere impiegati a scopo orientativo e per fornire ordini di grandezza dei fenomeni, ma che di per sé non sono sufficienti a determinare le portate di progetto. Tali metodi sono dunque da impiegare con estrema cautela e possono essere considerati soltanto come ulteriore riscontro per le stime condotte con i metodi di regionalizzazione o di trasformazione afflussi-deflussi.

I modelli di regionalizzazione (metodo regionale) possono essere applicati ai bacini con superficie e con caratteristiche comprese fra quelle dei bacini utilizzati per la definizione del modello regionale stesso.

Nel caso specifico dell'Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli, il modello regionale già proposto per la stima della portata al colmo di assegnato tempo di ritorno T deriva dall'analisi di serie idrometriche relative a bacini con superficie compresa approssimativamente tra 20 e 1000 km², [Franchini, 2001]¹. L'applicazione del solo approccio regionale a sezioni fluviali la cui superficie imbriferà sottesa risulta inferiore a 50 km² è sconsigliata.

In questi casi, è invece raccomandato l'impiego di modelli afflussi-deflussi in associazione al metodo di regionalizzazione.

Per bacini di dimensioni inferiori a 50 kmq, la modellazione afflussi-deflussi è nettamente preferibile rispetto alla regionalizzazione delle portate, che può produrre sottostime elevate dei colmi di piena.

Tra i molti modelli di trasformazione afflussi-deflussi disponibili in letteratura si può fare riferimento a tre che trovano ampia diffusione in ambito internazionale e nazionale:

- il *Metodo Razionale*, che rappresenta nel contesto italiano la formulazione sicuramente più utilizzata a livello operativo per la stima della portata al colmo in bacini idrografici di piccola media dimensione
- il metodo proposto dal Soil Conservation Service americano [1972], nel seguito indicato come *Metodo S.C.S.*;
- il metodo dell'invaso.

In generale, il metodo razionale è quello da preferire nel contesto dei Bacini Romagnoli per la stima delle portate di piena, come indicato dall'art. 7, comma 1 delle norme del Piano Stralcio per il Rischio idrogeologico.

Tuttavia è sempre consigliabile produrre stime delle portate con più metodi diversi e considerare ai fini delle decisioni i valori più cautelativi o comunque ritenuti appropriati dal progettista in base alle opportune considerazioni caso per caso.

Per opere idrauliche e verifiche di maggiore impegno, da valutare caso per caso:

- È opportuno predisporre studi basati su misure dirette delle grandezze idrologiche in riferimento al sito di progetto; a tal fine si potranno utilizzare le reti di monitoraggio esistenti e le serie storiche più recenti e complete disponibili, e potranno essere ricalcolati i parametri delle curve di possibilità di pioggia di assegnato tempo di ritorno sulla base di analisi statistiche aggiornate; è comunque opportuno, ogni qualvolta ciò sia possibile, reperire misure dirette anche di portata locale e stimare di conseguenza le portate di assegnato tempo di ritorno sulla base della portata media annua desunta da una serie di almeno 8-10 anni
- È comunque consigliabile sviluppare valutazioni anche con tutti i metodi sopra esposti e individuare le grandezze di progetto anche dal confronto fra i diversi valori calcolati.

Oltre ai metodi sopra elencati, possono essere impiegati altri metodi adeguatamente documentati in letteratura, purché le scelte dei parametri e le ipotesi di calcolo siano sempre chiaramente giustificate nelle relazioni idrologiche.

¹ Gli studi di Franchini, 2001 e 2002, sviluppati per l'Autorità dei bacini romagnoli, sono resi disponibili attraverso il sito web dell'

2.2. Indicazioni operative sull'uso dei metodi di regionalizzazione e cinematico

Il metodo regionale è applicabile in modo standard per i bacini sopra i 50 kmq, e in associazione al metodo razionale per i bacini da 20 a 50 kmq, seguendo le indicazioni di Franchini, 2001, di cui si riporta una sintesi in allegato 1. Al di sotto dei 20 kmq, il metodo di regionalizzazione può non essere attendibile.

Il metodo SCS è da utilizzare con molta attenzione ed in generale conduce a sottostime dei colmi di piena; esso può essere usato a livello operativo essenzialmente nei soli casi di piccoli bacini rurali a modesta pendenza. Si può fare riferimento alla cartografia del Curve Number messa a punto dall'Autorità dei Bacini Romagnoli, di cui all'allegato 2, per una prima valutazione orientativa dei parametri richiesti dal metodo.

Il metodo dell'invaso è molto sensibile alla scelta di parametri d'invaso, di difficile stima diretta, e richiede quindi particolare cautela. Si raccomanda di utilizzare questo metodo con gli accorgimenti suggeriti dal Centro Studi Deflussi Urbani (1997)² per i bacini urbani assimilabili a quelli di fognatura, e sempre in associazione al metodo razionale.

Il metodo razionale è da considerarsi come il metodo di riferimento e richiede essenzialmente la stima di due grandezze:

- il tempo di corrivazione del bacino
- il coefficiente di deflusso (o di afflusso alla rete).

Entrambe le grandezze possono essere valutate secondo diversi criteri, e la loro entità si differenzia nettamente nei contesti:

- collinare e montano
- di pianura

Di seguito si riportano le indicazioni essenziali, ma è comunque opportuno che, caso per caso, si proceda ad una valutazione del tempo di corrivazione secondo diversi approcci e si valuti quale valore sia più attendibile anche da riscontri empirici sui tempi medi di risposta fra picco di precipitazione e colmo di portata osservato. Osservazioni qualitative di tal genere sono sempre disponibili presso l'Autorità idraulica competente

Per quanto riguarda invece il coefficiente di deflusso, si raccomanda di attenersi alle indicazioni di seguito riportate.

Nel caso di bacini collinari e montani, è opportuno fare riferimento alla procedura di calcolo del coefficiente di deflusso come prodotto di un termine "di base" e di un fattore di crescita dipendente dal tempo di ritorno dell'evento.

Il termine di base è da assumersi pari a 0,54 per bacini medi, e può essere ridotto fino a 0,50 per bacini a capacità di trattenimento delle piogge particolarmente alta, e viceversa aumentato fino a 0,58 per bacini a capacità di trattenere le piogge particolarmente bassa. Il fattore di crescita è pari a 1.5 per tempo di ritorno di 200 anni. Ulteriori dettagli sono riportati in Franchini, 2002, di cui si fornisce una sintesi in allegato 1.

Nei bacini collinari e montani, il tempo di corrivazione viene valutato di regola con la formula di Giandotti, di cui all'allegato 1. A titolo di confronto, è opportuno valutare il tempo di corrivazione anche considerando la lunghezza del percorso idraulico più lungo del bacino, desumibile dal modello digitale del terreno (*flow length*), e divisa per una velocità media di scorrimento superficiale che convenzionalmente varia fra 1 e 1.5 m/s in relazione all'acclività del bacino.

² Centro Studi Deflussi Urbani (CSDU): Sistemi di fognatura: manuale di Progettazione, Hoepli, Milano, 1997

Nel caso di bacini di pianura, per il tempo di corrivazione si può fare riferimento alla formula di Pasini, a quella di Turazza e a quella del Soil Conservation Service (SCS), descritte in allegato 1. Un ulteriore termine di confronto è dato dal calcolo del percorso idraulico più lungo diviso per una velocità media di scorrimento pari a 0,5 m/s.

Al fine di una corretta interpretazione, è da sottolineare che i territori di pianura posti a ovest e a nord del fiume Savio hanno un comportamento tendenzialmente diverso da quelli posti a sud e ad est, a causa di una diversa conformazione idrografica che porta a pendenze minori e a percorsi idraulici più lunghi e con maggiore capacità di invaso.

Questo evidenzia la non omogeneità delle risposte alle piogge che si traduce in diversi valori del coefficiente udometrico (portata prodotta per unità di area del bacino) nei due casi.

Per tenere conto della diversificazione del territorio, è opportuno adottare coefficienti di deflusso più alti nella parte a est e sud del fiume Savio, e tempi di corrivazione tendenzialmente più rapidi.

I coefficienti di deflusso orientativi per la parte ovest e nord sono indicati in valori di 0,4-0,5, e per la parte sud ed est in valori di 0,5-0,6.

I tempi di corrivazione vanno selezionati fra quelli ottenuti con le diverse formule, anche considerando i riscontri da osservazioni qualitative sul campo come sopra richiamate. I tempi di corrivazione calcolati con le diverse formule possono essere ridotti all'80% nella parte sud ed est, per tenere conto della diversa morfologia dei bacini.

2.3. Procedure di stima semplificate; utilizzo di valori di portata calcolati nel contesto del piano di bacino

Per opere idrauliche di minore impegno, è facoltà dell'Autorità idraulica competente accettare verifiche condotte su stime di portate di tipo speditivo.

In particolare, per i comprensori di bonifica i Consorzi territorialmente competenti possono adottare una cartografia dei coefficienti udometrici (portate per unità di superficie del bacino idrografico drenato). Dall'adozione delle suddette cartografie, è possibile per le opere di minore impegno eseguire le verifiche e valutazioni idrauliche sulla base del calcolo della portata di progetto a partire dal prodotto fra il coefficiente udometrico riferito al sito di intervento e l'area del bacino drenato. Le modalità di dettaglio con cui eseguire il calcolo sono specificate dai Consorzi di bonifica, insieme all'elenco delle tipologie di intervento che possono essere sottoposte a verifiche con calcolo speditivo.

Per tutti i casi in cui il piano di bacino fornisca una stima della portata di progetto riconducibile al sito oggetto di intervento, è sempre ammesso che l'estensore delle verifiche e valutazioni idrauliche faccia uso del valore calcolato che viene pubblicato negli elaborati del piano di bacino.

In particolare, per tutti i corsi d'acqua sottoposti a studio idraulico sistematico per l'individuazione delle zone esondabili, è sempre possibile riferirsi alle portate di progetto calcolate dall'Autorità di bacino e riportate nella relazione del piano, sulla base delle quali sono state determinate le zone a diversa probabilità di esondazione. A tal fine occorre sempre riferirsi allo stato più avanzato di conoscenze disponibile presso l'Autorità di bacino.

3. Verifiche idrauliche

Ai fini della presente direttiva, si definisce:

- opera idraulica, ogni manufatto posto sull'alveo di un corso d'acqua naturale o di bonifica, o ad esso idraulicamente collegato. Sono considerate opere idrauliche gli invasi per l'irrigazione e le casse di espansione

- livello di officiosità (o semplicemente officiosità) di un tratto di corso d'acqua o di un'opera idraulica, la portata massima che può in essi transitare senza dar luogo ad esondazioni.

Le verifiche si riferiscono a portate con tempi di ritorno di 30 e 200 anni. Per tempo di ritorno di 200 anni dovrà essere adeguata ogni nuova opera idraulica successiva all'approvazione del Piano stralcio per il rischio idrogeologico, ferme restando le possibilità di deroga definite, con le relative condizioni, al successivo capitolo 4.

Le verifiche idrauliche devono essere di regola sviluppate in ipotesi di moto permanente. In particolare, è necessario che le verifiche si riferiscano ad un tratto di corso d'acqua significativo la cui estensione coincide con il tratto nel quale ci si può aspettare un'influenza dell'opera o dell'intervento per cui le verifiche sono effettuate; è inoltre necessario che si tenga nel debito conto l'effetto dei livelli imposti a valle dei tratti oggetto di verifica, ai fini della corretta stima dei fenomeni di rigurgito. Questo è particolarmente importante alla confluenza fra corsi d'acqua naturali e di bonifica, in presenza di impianti idrovori, e alle foci a mare o su invasi.

Nel caso in cui abbia influenza la presenza di foci a mare, è opportuno che le verifiche siano condotte nella condizione più gravosa fra le seguenti:

- portata da monte con tempo di ritorno di 200 anni e livello marino statico equivalente (comprensivo di tutti gli effetti dinamici di tipo meteorologico e mareografico) pari alla media dei massimi annuali
- portata di monte con tempo di ritorno di 100 anni e livello marino statico equivalente (comprensivo di tutti gli effetti dinamici di tipo meteorologico e mareografico) di tempo di ritorno di 10 anni
- portata di monte con tempo di ritorno di 30 anni e livello marino statico equivalente (comprensivo di tutti gli effetti dinamici di tipo meteorologico e mareografico) di tempo di ritorno di 100 anni.

Nei casi di maggiore impegno, per garantire un elevato margine di sicurezza, è opportuno considerare la simultaneità del livello marino statico equivalente con tempo di ritorno 100 anni e della portata da monte con tempo di ritorno di 100 anni. Tale eventualità di progetto ha un tempo di ritorno molto elevato e di difficile valutazione a causa della mancanza di statistiche sulla contemporaneità di piene e mareggiate, ed ha lo scopo di inglobare in modo convenzionale i diversi fattori che possono aggravare le condizioni di funzionamento delle opere idrauliche (p.es. barre di foce, effetti meteomarinari dinamici).

In Allegato 4 vengono riportate valutazioni orientative dei livelli marini di assegnato tempo di ritorno da assumere per il tratto costiero di competenza dell'Autorità dei Bacini Romagnoli.

È peraltro opportuno, ogni qual volta l'impegno delle opere lo suggerisca, procedere a valutazioni più accurate del livello marino locale atteso con assegnato tempo di ritorno, anche in relazione a osservazioni mareografiche eventualmente disponibili.

In condizioni di particolare impegno, da valutarsi caso per caso, occorrerà riferirsi a condizioni di moto vario utilizzando per le piene opportuni idrogrammi di progetto definiti, per i tratti di pianura dei corsi d'acqua principali, dalla relazione del piano di bacino ed utilizzati per le valutazioni del piano stesso.

Nei casi in cui un tale idrogramma di progetto non sia stato definito, ed in tutti i casi in cui l'impegno della verifica lo richieda, occorrerà definire con considerazioni specifiche caso per caso un idrogramma di progetto.

In particolare, per la verifica di opere di invaso occorre considerare idrogrammi di progetto che siano sufficientemente cautelativi rispetto alla stima del volume totale della piena, anche indipendentemente dalla portata di colmo di piena.

Nel caso in cui abbia influenza la presenza di foci a mare, se richiesto dall'Autorità idraulica competente, occorrerà definire le onde di progetto da considerare per le verifiche idrauliche. In Allegato 4 sono riportati alcuni dati orientativi del clima ondoso rappresentativo del tratto di costa dei Bacini Romagnoli.

Nel caso di geometrie del corso d'acqua particolarmente regolari, tali per cui sia accettabile l'ipotesi di moto uniforme, o nel caso di corsi d'acqua di collina e montagna molti irregolari e tali per cui non sia possibile produrre una caratterizzazione geometrica adeguata a costi accettabili, è possibile riferirsi a formule di moto uniforme. In tal caso, il calcolo può essere accettato dall'Autorità idraulica competente a condizione che sia garantito un sufficiente franco di sicurezza nei confronti degli elementi esposti a rischi idraulico presenti nel territorio di interesse per le verifiche idrauliche.

Per le verifiche, occorrerà adottare appropriati schemi geometrici e una corretta e cautelativa definizione dei parametri di scabrezza.

Ogni qual volta ciò sia possibile, e se l'impegno della verifica lo giustifica, è opportuno eseguire una taratura dei parametri di scabrezza ricorrendo alle informazioni idrometriche disponibili per il corso d'acqua.

Lo schema geometrico del corso d'acqua per le verifiche deve essere costruito mediante opportuni rilievi topografici locali da valutare caso per caso. In casi particolari, potrà essere accettato dall'Autorità idraulica competente un calcolo riferito ai dati topografici e geometrici già esistenti.

L'Autorità di bacino rende disponibili i rilievi esistenti su tutti i corsi d'acqua naturali e di bonifica già sottoposti a verifiche idrauliche. Tali rilievi vengono forniti in un sistema di coordinate omogeneo per tutto il territorio dell'Autorità stessa, e sono accompagnati dall'indicazione del livello di aggiornamento e di affidabilità.

In sede di verifica, il soggetto firmatario delle relazioni idrauliche dovrà comunque fare in modo che i rilievi geometrici integrativi necessari, richiesti dall'Autorità idraulica competente, siano topograficamente collegati in modo coerente con i dati esistenti.

A scopo di uniformazione metodologica, ferma restando la possibilità di utilizzare qualunque sistema di calcolo purché debitamente documentato, si fa presente che l'Autorità di bacino e il Servizio tecnico di bacino fanno riferimento al programma di calcolo HEC-RAS dell'USACE, disponibile gratuitamente sul world wide web (WWW); i dati geometrici disponibili per i corsi d'acqua come detto sono forniti in formato di testo predisposto per l'uso in tale codice di calcolo. Il ricorso al programma HEC-RAS esime il firmatario della relazione idraulica dall'obbligo di produrre documentazione sul sistema di calcolo impiegato.

Le relazioni idrauliche dovranno sempre riportare le indicazioni, derivanti da appropriati calcoli, relative sia ai livelli, sia alle velocità raggiunte nel corso d'acqua e sulle opere idrauliche in presenza della portata di progetto.

Qualora il transito della portata di progetto determini esondazioni, ai fini della valutazione dei possibili rischi, è necessario anche produrre una cartografia delle aree potenzialmente interessate dalle esondazioni con i relativi tiranti idrici massimi attesi in corrispondenza della portata di progetto.

I risultati dovranno essere sempre riportati sia in forma grafica (sezioni, profili, planimetrie delle aree allagabili), sia in forma tabellare, e di regola consistono nella descrizione del profilo longitudinale del pelo libero e nella rappresentazione del livello raggiunto in ogni sezione trasversale rilevata e nelle aree allagabili, nonché delle velocità raggiunte dalla corrente.

Nel presentare le verifiche idrauliche nell'ambito dei procedimenti autorizzativi, i progettisti rendono disponibili contestualmente all'Autorità idraulica competente, che ne presenta copia digitale all'Autorità di bacino, i dati relativi ai nuovi rilievi topografici, tabulati su supporto digitale.

L'approvazione da parte dell'Autorità idraulica competente di una relazione idraulica e la sua trasmissione all'Autorità di bacino costituisce assunzione della stessa nel quadro conoscitivo del piano di bacino. L'Autorità di bacino tiene conto delle verifiche idrauliche disponibili per il periodico aggiornamento delle cartografie relative ai rischi idraulici.

4. Prescrizioni particolari per gli attraversamenti

I nuovi attraversamenti devono essere progettati in generale per le piene con tempo di ritorno di 200 anni ai sensi dell'articolo 7 delle norme del piano stralcio per il rischio idrogeologico.

Gli attraversamenti esistenti devono anch'essi essere adeguati in generale a portate di progetto con un tempo di ritorno di 200 anni.

Nel caso in cui gli attraversamenti esistenti possano configurare un rischio idraulico, l'Autorità idraulica competente provvede a richiederne l'adeguamento, previa esecuzione di opportune verifiche idrauliche.

Gli attraversamenti esistenti non regolarmente autorizzati possono essere autorizzati in sanatoria in base alle vigenti norme solo a condizione che siano verificati per portate con un tempo di ritorno di 200 anni.

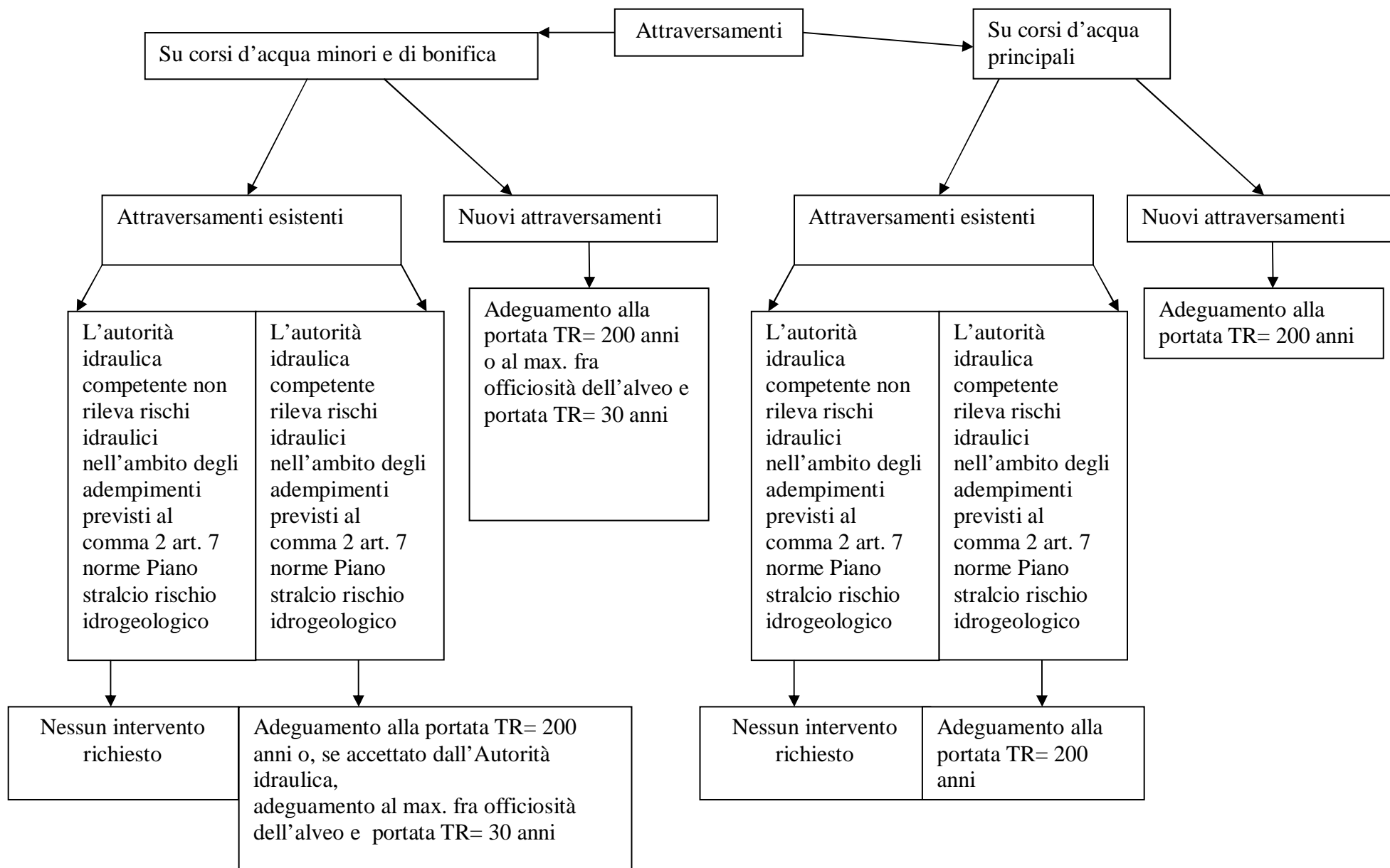
Nel caso in cui gli attraversamenti esistenti non risultino soddisfare le portate di tempo di ritorno 200 anni, è facoltà dei soggetti titolari, anche in sede di autorizzazione in sanatoria, richiedere all'Autorità competente di mantenere l'opera al livello di officiosità esistente purché esso non risulti inferiore a quello del tratto di corso d'acqua in cui l'opera è collocata, o comunque non sia tale da provocare situazioni di rischio idraulico.

L'istanza può essere motivatamente respinta dall'Autorità idraulica competente; un'accettazione dell'istanza comporta contestualmente, per il titolare della concessione, l'obbligo di adeguamento immediato dell'opera nel momento in cui il corso d'acqua venga sottoposto ad interventi di adeguamento.

Per il reticolo minore e di bonifica, è facoltà dei proponenti progetti di nuovi attraversamenti richiederne l'autorizzazione a fronte di un'officiosità degli stessi anche minore di quella corrispondente alla portata di tempo di ritorno di 200 anni, purché non inferiore al massimo fra la portata con tempo di ritorno 30 anni del corso d'acqua su cui l'attraversamento insiste e l'officiosità del corso d'acqua stesso. In tali casi, ai fini dell'espressione di parere d parte dell'Autorità idraulica competente è comunque necessario produrre una valutazione relativa agli effetti che, in presenza dell'attraversamento, potrebbe avere il transito di una portata con tempo di ritorno di 200 anni in termini di aggravio del rischio idraulico.

L'istanza può essere motivatamente respinta dall'Autorità idraulica competente; un'accettazione dell'istanza comporta contestualmente, per il titolare della concessione, l'obbligo di adeguamento immediato dell'opera nel momento in cui il corso d'acqua venga sottoposto ad interventi di adeguamento.

Lo schema seguente riassume gli adempimenti richiesti per gli attraversamenti, nuovi o esistenti.



Se vi è già nel tratto in oggetto un progetto preliminare, definitivo o esecutivo di adeguamento in corso di redazione, adottato o approvato dall'Autorità idraulica competente, è necessario adeguare l'attraversamento alle esigenze progettuali prospettate, attraverso un opportuno confronto tecnico con i progettisti.

In generale, si fa riferimento in fase di progettazione alle direttive del D.M. 4 Maggio 1990 "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali" e della relativa Circolare Ministeriale n.34233 del 25 febbraio 1991.

Il principio generale cui le Autorità idrauliche competenti si riferiscono nel rilasciare le autorizzazioni è quello di richiedere maggiori cautele e margini di sicurezza dei progetti in presenza di un minore livello di approfondimento delle verifiche e valutazioni idrologico-idrauliche.

Ai fini dell'attuazione della presente direttiva, si distinguono le seguenti tipologie di attraversamenti:

- Ponti su fiume principale
- Ponti su corsi d'acqua minori
- Tombinature su corsi d'acqua minori/canali di bonifica
- Guadi
- Attraversamenti aerei di servizi
- Attraversamenti in sub-alveo
- Traverse su corsi d'acqua

Per ciascuna tipologia, valgono le prescrizioni riportate nel seguito.

Nel caso dei corsi d'acqua principali, come definiti dall'art. 2 delle norme del piano stralcio per il rischio idrogeologico:

- per i tratti collinari e montani le portate di progetto da utilizzare per le verifiche idrauliche sono calcolate in sede di redazione del piano di bacino e contenute nella relazione del piano stesso. Per le sezioni intermedie fra quelle oggetto di calcolo, si potranno adottare valori interpolati linearmente in funzione dell'area del bacino imbrifero afferente. Per casi di particolare impegno è facoltà dell'Autorità idraulica competente richiedere il calcolo della portata di progetto con metodologie e criteri diversi e da valutare caso per caso.
- Per i tratti di pianura, in assenza di valutazioni specifiche, si considera la portata definita dal piano di bacino alla sezione di chiusura del bacino collinare e montano, senza considerare fenomeni di laminazione. Qualora nel piano di bacino vigente siano previsti o attuati interventi strutturali di laminazione (casce di espansione), la verifica può essere condotta sulla portata di progetto specificata a valle delle casce di espansione.
- La considerazione di effetti di laminazione può essere accettata solo nell'ambito di un calcolo idraulico di moto vario relativo al tratto di corso d'acqua che va dalla chiusura del bacino collinare e montano fino alla sezione di intervento cui si riferiscono le verifiche. Al fine di tale calcolo è sufficiente utilizzare i dati geometrici disponibili per i tratti a monte, ed attenersi alle richieste dell'Autorità idraulica competente in merito a sezioni integrative eventualmente da rilevare nel tratto oggetto di intervento.

Per i rimanenti corsi d'acqua, si dovrà procedere al calcolo delle portate di progetto con le metodologie discusse in precedenza in questa direttiva, o con altri metodi purché ben documentati e largamente condivisi dalla comunità tecnico-scientifica.

Per la realizzazione di nuovi ponti è opportuno evitare pile in alveo ogni volta che ciò sia possibile.

La forma delle pile deve essere definita idrodinamicamente in modo di ridurre al minimo gli attriti.

La relazione idraulica deve a tal fine illustrare il comportamento idrodinamico delle pile attraverso gli opportuni calcoli, da svolgersi con i metodi di usuale impiego. Dovrà essere chiaramente

specificato il profilo del pelo libero di progetto attraverso il ponte anche in considerazione dell'effetto delle pile e dovrà essere calcolata l'erosione attesa attorno alle pile, ai fini della corretta valutazione del grado di sicurezza delle loro fondazioni, con esclusione comunque di pile a fondazione diretta.

I raccordi alla sezione del corso d'acqua saranno da progettare con cura con l'accortezza di evitare vortici indesiderati. La relazione idraulica deve illustrare con gli opportuni calcoli gli effetti idraulici delle variazioni di sezione (restringimento ed allargamento), ed esplicitare la scelta e modellazione delle aree inefficaci per il deflusso (zone di morta della corrente).

I rivestimenti d'alveo sono di regola da contenersi, se ritenuti necessari, alla sagoma d'ingombro dell' attraversamento e ai necessari raccordi.

Per ponti la cui struttura comporti minima interazione con il corso d'acqua (p.es. quota sottotrave non inferiore ai cigli di sponda, assenza di restringimenti e pile), l'Autorità idraulica competente potrà accettare verifiche più speditive, anche in ipotesi di moto uniforme, da valutarsi caso per caso.

La consuetudine della progettazione idraulica indica un franco minimo di 1 m. Tale valore è ormai consolidato nella prassi per i fiumi principali; se si riscontrano situazioni o tratti a rischio di esondazioni o se è forte il restringimento di sezione, si possono anche richiedere valori di franco superiore. Sono ove possibile da evitare attraversamenti che abbiano la quota dell'intradosso dell'impalcato inferiore (sottotrave) a quella della sommità arginale, anche se le verifiche idrauliche portano a franchi superiori a quelli previsti.

Nei casi di minore impegno e nei casi in cui il livello di approfondimento delle valutazioni idrologico-idrauliche fornisca le sufficienti garanzie di sicurezza, è facoltà dell'Autorità idraulica competente accettare franchi di sicurezza minori.

Le soglie di fondo associate ai ponti sono soggette alle prescrizioni relative alle traverse, di seguito riportate.

Le tombinature dei corsi d'acqua minori, sia naturali sia di bonifica, sono in generale escluse ai sensi dell'art. 41 comma 1 del D.Lgs. 152/1999 e ss.mm.ii., e si possono eseguire solo quando "si verifichino situazioni particolari per la tutela della pubblica incolumità e sicurezza" così come previsto nella Direttiva concernente criteri progettuali per l'attuazione degli interventi in materia di difesa del suolo nel territorio della regione Emilia-Romagna approvata con deliberazione della Giunta Regionale n.3939 del 06.09.1994.

Nei casi in cui si realizzi la tombinatura, in linea generale, garantire l'officiosità pari a portate di tempo di ritorno di 200 anni contribuisce a conferire ai tratti tombinati una capacità di invaso compensativa dell'artificializzazione del reticolo che la tombinatura opera. Nel caso di tombinature, è opportuno prevedere adeguati franchi di sicurezza.

L'Autorità idraulica competente potrà accettare un'officiosità di progetto pari a portate con tempo di ritorno inferiore a 200 anni, solo quando questo non configuri situazioni di rischio idraulico maggiore di quello preesistente all'intervento, e fermo restando per il titolare dell'autorizzazione l'obbligo di immediato adeguamento della tombinatura in caso di mutate condizioni del corso d'acqua o di interventi di adeguamento dello stesso, in base ai principi generali sopra richiamati.

I guadi devono essere sottoposti a verifiche in ordine:

- ai possibili effetti di rigurgito a monte
- agli scavi localizzati a valle del guado per l'effetto di accelerazione della corrente e delle dissipazioni energetiche
- ai fenomeni di interruzione del trasporto solido al fondo.

A tal fine è necessario che le verifiche idrologiche ed idrauliche contengano una specifica valutazione dell'effetto di intercettazione dei sedimenti prodotto, e una ricostruzione del profilo del pelo libero per tempo di ritorno di 200 anni e della distribuzione delle tensioni di trascinamento al fondo lungo il profilo stesso in corrispondenza di una portata da stabilire in relazione alle condizioni locali di modellamento del fondo e che, in linea di massima, può essere valutata pari alla media dei massimi annuali (portata indice) come definita nell'allegato 1 ed in Franchini, 2001, cui si rinvia per ulteriori approfondimenti.

In casi di minore impegno possono essere accettate verifiche più speditive, purché i progetti e le azioni di manutenzione previste forniscano i sufficienti margini di sicurezza rispetto ai tre fenomeni evidenziati.

Gli attraversamenti aerei non devono interferire con il deflusso delle acque. Vanno comunque rispettate le distanze previste dal R.D. 523/04 e dal R.D. 368/04. Gli attraversamenti con cavi e condotte dovranno avere i supporti alle distanze dai cigli e dai corpi arginali previste dalle leggi sopra menzionate; le parti aeree dovranno avere altezze che consentano il passaggio ai mezzi impiegati nelle manutenzioni dagli uffici preposti tenuto conto anche delle distanze di sicurezza delle linee in tensione previste dalla legge.

Per gli attraversamenti in subalveo devono essere mantenute le distanze di sicurezza come da R.D. 523/04 e R.D. 368/04 in maniera tale da dare la possibilità di eseguire lavori di allargamento o rettifica dei profili. Le distanze saranno comunque da concordare caso per caso con l'Autorità idraulica competente per tenere conto di progetti o programmi esistenti dell'Autorità di bacino e dell'Autorità idraulica competente.

Gli attraversamenti di fognature e altri condotti affioranti sull'alveo non sono in nessun caso ammessi.

Le traverse di qualunque altezza e natura, anche qualora associate ad attraversamenti, devono essere progettate in modo da minimizzare gli impatti sul corso d'acqua in termini di:

- interruzione del trasporto solido al fondo,
- scavi a valle per effetto dell'accelerazione della corrente e della dissipazione energetica
- interruzione del continuum fluviale, ed in particolare interruzione dei percorsi di risalita dei pesci
- possibili effetti di esondazione per rigurgito a monte.

A tal fine le valutazioni idrologiche ed idrauliche forniscono tutti gli elementi necessari alla quantificazione degli effetti sopra elencati e giustificano le scelte progettuali rispetto ai medesimi, in analogia con quanto già detto a proposito dei guadi e con gli opportuni ulteriori approfondimenti eventualmente richiesti dall'Autorità idraulica competente.

I progetti relativi a traverse sui corsi d'acqua possono essere accettati dall'Autorità idraulica competente solo nel caso in cui l'opera e le sue condizioni generali di manutenzione e gestione siano sostenibili sotto i precedenti aspetti.

In particolare, i progetti delle traverse devono prevedere i dispositivi per garantire la possibilità di risalita dei pesci, e le azioni di manutenzione volte al ripristino del trasporto solido al fondo interrotto dall'opera, con opportuna rimozione dei sedimenti accumulati a monte e loro rilascio nell'alveo a valle senza alcuna asportazione di materiale.

5. Criteri per la redazione degli studi di compatibilità idraulica (art. 2ter comma 5; art. 3 comma 3; art. 4 comma 2)

Gli studi di compatibilità idraulica relativi agli interventi da realizzare in zone di alveo (art. 2ter) o in zone allagabili (artt. 3, 4 e 6) hanno lo scopo di dimostrare l'insussistenza di aggravio di rischi sul territorio in occasione delle piene. L'aggravio di tale rischio avviene per uno o più dei seguenti motivi:

- intrusione di elementi estranei nella sezione idraulica, con incremento dei livelli di piena e possibilità di esondazione;
- sottrazione di volumi utili alla laminazione delle piene ed incremento dei picchi di piena a valle
- accelerazione della corrente e riduzione dei meccanismi di laminazione dinamica in alveo
- possibilità di erosione di materiale o manufatti ad opera della corrente e incremento di carico di detriti nella corrente a valle
- deviazione di percorsi idraulici di piena verso elementi sensibili.

A seconda dei contesti in cui gli studi di compatibilità idraulica si collocano, essi devono presentare diversi requisiti.

Nel caso di interventi in alveo di qualsiasi natura, è necessario che gli studi di compatibilità di cui all'art. 2 ter riportino i seguenti elementi:

- illustrazione delle caratteristiche degli interventi che possono avere influenza sulla dinamica del corso d'acqua
- rilievo topografico della situazione precedente l'intervento e descrizione delle condizioni di progetto con pari dettaglio
- calcolo idraulico relativo ai livelli e alle velocità raggiunte dalla piena di progetto *ante operam* e *post operam*. Tale calcolo dovrà di regola essere sviluppato in moto permanente con gli accorgimenti di cui al capitolo 3
- individuazione delle aree eventualmente sottratte alla naturale espansione del corso d'acqua
- individuazione delle misure compensative da predisporre
- se richiesto, a discrezione dell'Autorità idraulica competente: calcolo di moto vario relativo ai fenomeni di laminazione in condizioni *ante-operam* e *post-operam*.

Nelle fattispecie di cui all'art. 3 comma 3, primo punto, gli studi di compatibilità idraulica richiesti dovranno riportare i seguenti contenuti minimi:

- descrizione dell'intervento ed individuazione qualitativa degli effetti dell'intervento sulle dinamiche locali della possibile esondazione. In generale gli interventi volti a mitigare la vulnerabilità degli edifici sono da ricondurre a recinzioni, rilevati e piccole arginature a ridosso degli edifici esposti e alla chiusura di aperture interessabili dal livello di piena atteso.
- asseverazione da parte del progettista in merito alla non rilevanza dell'intervento, da giustificarsi alla luce dell'individuazione qualitativa degli effetti di cui sopra, e degli eventuali accorgimenti progettuali adottati per garantire la compatibilità idraulica. In particolare, il progettista dovrà giustificare l'estensione di barriere, recinzioni e piccole arginature eventualmente previste in relazione alla sola difesa degli edifici esposti, evitando in ogni modo possibile la sottrazione di spazi utili all'espansione del corso d'acqua al di là di quanto strettamente necessario.

Nelle fattispecie di cui all'art. 3 comma 3, secondo punto, nonché nelle fattispecie di cui all'art. 4 comma 2 e comma 6 (per le sole aree di collina e montagna), e nelle fattispecie di cui all'art. 3 commi 5 e 6 (aree di pianura) gli studi di compatibilità idraulica richiesti dovranno riportare i seguenti contenuti minimi:

- descrizione dell'intervento ed individuazione qualitativa degli effetti dell'intervento sulle dinamiche locali della possibile esondazione
- se in zone di pianura:
 - o individuazione cartografica di nuove aree depresse chiuse eventualmente dovute alla realizzazione di infrastrutture o alla loro manutenzione, ampliamento e ristrutturazione;
 - o individuazione cartografica dei percorsi delle possibili esondazioni sia in condizioni attuali, sia in condizioni di progetto, con evidenziazione degli effetti delle modifiche topografiche indotte dall'opera
- se in zone di collina e montagna:
 - o rilievo topografico della situazione precedente l'intervento e descrizione delle condizioni di progetto con pari dettaglio
 - o calcolo idraulico relativo ai livelli e alle velocità raggiunte dalla piena di progetto *ante operam* e *post operam*. Tale calcolo dovrà di regola essere sviluppato in moto permanente con gli accorgimenti di cui al capitolo 3
 - o individuazione delle aree eventualmente sottratte alla naturale espansione del corso d'acqua
 - o individuazione delle misure compensative da predisporre
 - o se richiesto, a discrezione dell'Autorità idraulica competente: calcolo di moto vario relativo ai fenomeni di laminazione in condizioni *ante-operam* e *post-operam*.

Nel caso di opere completamente interrato (p.es. reti tecnologiche e idriche) è sufficiente una dichiarazione del progettista relativa alla non sussistenza di alterazioni della topografia delle aree interessate.

Gli studi di compatibilità, se richiesti, vengono trasmessi dal Comune territorialmente competente al Servizio Tecnico di Bacino che esprime il parere secondo le indicazioni delle norme del Piano stralcio per il rischio idrogeologico.

Il parere del Servizio tecnico di Bacino potrà essere positivo, negativo o positivo condizionatamente all'attuazione di accorgimenti e all'adempimento di prescrizioni contenute nel parere medesimo.

6. Tiranti idrici di riferimento e accorgimenti tecnico-costruttivi (art. 6 comma 4)

I tiranti idrici di riferimento sono i valori delle altezze d'acqua attesi a seguito di possibili esondazioni.

La determinazione del tirante idrico equivale alla definizione dei criteri di protezione passiva dei manufatti rispetto alle esondazioni, in quei territori nei quali gli allagamenti sono possibili per la naturale conformazione del terreno e per la presenza di insufficienze del reticolo idraulico.

È responsabilità del progettista garantire che gli interventi di qualunque natura siano compatibili con detti criteri di protezione passiva.

In Allegato 5 alla presente direttiva si riporta la definizione cartografica dei tiranti idrici di riferimento per le aree di pianura del territorio dell'Autorità dei Bacini Romagnoli.

Tale definizione si basa sull'analisi del modello digitale del terreno e tiene conto delle considerazioni di tipo morfologico ed idraulico riportate in Allegato 5.

È utile ricordare che il tirante idrico di riferimento è da assumere come il livello dell'acqua misurato dall'intersezione fra piano di campagna e pareti perimetrali degli edifici, ed è quindi a priori

variabile lungo il perimetro degli edifici in relazione alla morfologia locale del terreno. È pertanto da assumersi, in ogni caso, come tirante idrico di riferimento quello più cautelativo sul sito di ciascun intervento.

Nel caso di interventi all'interno di lotti circondati da strade in rilevato, il tirante idrico di riferimento è da valutarsi rispetto al piano stradale, ad eccezione dei casi in cui le strade siano state realizzate in tempi recenti (orientativamente, successivamente alla stesura della Carta Tecnica Regionale in scala 1:5000 dell'Emilia Romagna) e conseguentemente non considerate nella realizzazione della carta dei tiranti idrici di riferimento. Tali casi particolari dovranno essere valutati *ad hoc* dal responsabile del procedimento autorizzativo di volta in volta in essere a partire dalle informazioni disponibili.

In relazione al tirante idrico di riferimento, ferma restando la competenza dei Comuni a fornire le indicazioni specifiche nell'ambito dei propri regolamenti edilizi ed urbanistici, si possono riportare le seguenti indicazioni di massima:

- per aree con tiranti idrici attesi non superiori a 0,5 m: occorre garantire che non vi siano aperture dei vani utilizzati al di sotto del tirante idrico di riferimento. Pertanto occorrerà evitare aperture degli scantinati, scannafossi, rampe di rimesse interrato sprovviste di protezioni idonee, e ogni altra situazione in cui possa verificarsi ingresso d'acqua in locali abitabili o comunque frequentabili dalle persone.
- Per aree con tiranti idrici attesi maggiori di 0,5 m e non superiori a 1,5 m: è consigliabile vietare ogni utilizzo del sottosuolo; il piano inferiore di calpestio degli edifici deve essere posto su adeguata sopraelevazione
- Per aree con tiranti idrici attesi superiori a 1,5 m: si configurano situazioni di forte criticità connessa al rischio idraulico; è di regola sconsigliabile ogni nuova costruzione in assenza di preventivi interventi di messa in sicurezza idraulica dei corsi d'acqua da cui può originare l'esondazione. Anche a seguito di interventi di messa in sicurezza, è sempre raccomandabile subordinare la realizzazione di interventi all'attuazione di un programma di monitoraggio e manutenzione degli stessi e in generale delle condizioni dei corsi d'acqua da cui può originare il rischio idraulico.

È sempre lasciata al proponente l'intervento la facoltà di realizzare a proprie spese gli interventi di adeguamento del reticolo idrografico in modo da rimuovere la causa delle possibili esondazioni con tempo di ritorno di 200 anni. In tal caso il proponente l'intervento è sollevato da ogni obbligo di adozione di particolari criteri e accorgimenti tecnico-costruttivi, essendo gli interventi di adeguamento del reticolo da considerarsi sufficienti.

In tale ipotesi, il proponente l'intervento deve concordare il progetto di adeguamento del reticolo con l'Autorità idraulica competente, che esprime sul progetto di adeguamento un parere vincolante ed eventuali prescrizioni, e mantiene la supervisione generale dei lavori.

Ai lavori ultimati si applica quanto previsto dagli articoli 3, 4 e 6 delle Norme del Piano stralcio per il rischio idrogeologico ai fini dell'adozione di una variante cartografica del piano stesso.

7. Criteri e accorgimenti tecnici per la realizzazione delle misure per l'invarianza idraulica (art. 9)

7.1. Premesse e considerazioni generali; individuazione di soglie dimensionali degli interventi

Il Piano stralcio per il rischio idrogeologico dell'Autorità dei Bacini Romagnoli introduce, all'art. 9 delle Norme di attuazione, il principio di invarianza idraulica delle trasformazioni del territorio, definito al comma 1 del medesimo articolo:

"Per trasformazione del territorio ad invarianza idraulica si intende la trasformazione di un'area che non provochi un aggravio della portata di piena del corpo idrico ricevente i deflussi superficiali originati dall'area stessa."

A seguito dell'introduzione delle prescrizioni riguardo all'invarianza idraulica delle trasformazioni urbanistiche, pare opportuno fornire alcuni elementi tecnici per la valutazione delle opere di mitigazione delle impermeabilizzazioni.

È da sottolineare che la predisposizione dei volumi di invaso a compensazione delle impermeabilizzazioni non è finalizzata a trattenere le acque di piena nel lotto, ma a mantenere inalterate le prestazioni complessive del bacino.

Tali prestazioni sono riconducibili a due meccanismi di controllo "naturale" delle piene:

- l'infiltrazione e l'immagazzinamento delle piogge nel suolo (fenomeni rappresentati in via semplificativa dal coefficiente di deflusso)
- la laminazione, che consiste nel fatto che i deflussi devono riempire i volumi disponibili nel bacino prima di poter raggiungere la sezione di chiusura.

Il criterio dell'invarianza idraulica delle trasformazioni delle superfici che il piano di bacino adotta prevede la compensazione delle riduzioni sul primo meccanismo attraverso il potenziamento del secondo meccanismo.

A tal fine, predisporre nelle aree in trasformazione volumi che devono essere riempiti prima che si verifichi deflusso dalle aree stesse *fornisce un dispositivo che ha rilevanza a livello di bacino per la formazione delle piene del corpo idrico recettore*, garantendone (nei limiti di incertezza del modello adottato per i calcoli dei volumi) l'effettiva invarianza del picco di piena; la predisposizione di tali volumi non garantisce, invece, automaticamente sul fatto che la portata uscente dall'area trasformata sia in ogni condizione di pioggia la medesima che si osservava prima della trasformazione.

A esclusione di tali circostanze particolari, è importante evidenziare che l'obiettivo dell'invarianza idraulica richiede a chi propone una trasformazione di uso del suolo di accollarsi, attraverso opportune azioni compensative, gli oneri del consumo della risorsa territoriale costituita dalla capacità di un bacino di regolare le piene e quindi di mantenere le condizioni di sicurezza territoriale nel tempo.

Per questo, il criterio contenuto nella normativa del piano di bacino si applica, per equità, a tutto il territorio dell'Autorità di Bacino, senza distinzione fra pianura e collina-montagna; inoltre, esso tiene conto dell'effettivo grado di consumo della risorsa associato ad ogni singolo intervento, e richiede azioni compensative proporzionate di conseguenza; infine, il criterio consente di tenere in considerazione i benefici derivanti dalla realizzazione di reti di drenaggio (fognature) nelle quali avviene in certa misura una laminazione delle piene.

La misura del volume minimo d'invaso da prescrivere in aree sottoposte a una quota di trasformazione I (% dell'area che viene trasformata) e in cui viene lasciata inalterata una quota P (tale che I+P=100%) è data dal valore convenzionale:

$$w = w^{\circ} (\phi / \phi^{\circ})^{1/(1-n)} - 15 I - w^{\circ} P \quad (1)$$

essendo $w^{\circ} = 50$ mc/ha, ϕ = coefficiente di deflusso dopo la trasformazione, ϕ° = coefficiente di deflusso prima della trasformazione, $n = 0.48$ (esponente delle curve di possibilità climatica di durata inferiore all'ora, stimato nell'ipotesi che le percentuali della pioggia oraria cadute nei 5', 15' e 30' siano rispettivamente il 30%, 60% e 75%, come risulta -orientativamente- da vari studi sperimentali; si veda ad es. CSDU, 1997³), ed I e P espressi come frazione dell'area trasformata.

³ Centro Studi Deflussi Urbani (CSDU): Sistemi di fognatura: manuale di Progettazione, Hoepli, Milano, 1997

Il volume così ricavato è espresso in mc/ha e deve essere moltiplicato per l'area totale dell'intervento (superficie territoriale, St), a prescindere dalla quota P che viene lasciata inalterata. Per la stima dei coefficienti di deflusso ϕ e ϕ° si fa riferimento alla relazione convenzionale:

$$\phi^\circ = 0.9 \text{Imp}^\circ + 0.2 \text{Per}^\circ \quad (2-a)$$

$$\phi = 0.9 \text{Imp} + 0.2 \text{Per} \quad (2-b)$$

in cui Imp e Per sono rispettivamente le frazioni dell'area totale da ritenersi impermeabile e permeabile, prima della trasformazione (se connotati dall'apice $^\circ$) o dopo (se non c'è l'apice $^\circ$).

Il calcolo del volume di invaso richiede quindi la definizione delle seguenti grandezze:

- quota dell'area di progetto che viene interessata dalla trasformazione (I); è da notare che anche le aree che non vengono pavimentate con la trasformazione, ma vengono sistemate e regolarizzate, devono essere incluse a computare la quota I .
- quota dell'area di progetto non interessata dalla trasformazione (P): essa è costituita solo da quelle parti che non vengono significativamente modificate, mediante regolarizzazione del terreno o altri interventi anche non impermeabilizzanti
- quota dell'area da ritenersi permeabile (Per): tale grandezza viene valutata prima e dopo la trasformazione
- quota dell'area da ritenersi impermeabile (Imp): tale grandezza viene valutata prima e dopo la trasformazione

Oltre che alla superficie territoriale St , il calcolo dei valori I , P , Imp e Per può essere riferito anche alla superficie dell'intero bacino scolante, Sb , di cui l'area dell'intervento fa parte. In questo caso, il volume w ottenuto con la formula (1) [mc/ha] deve essere moltiplicato per la superficie Sb [ha]. Nei due casi si ottiene un valore sostanzialmente equivalente e la scelta della superficie di riferimento è essenzialmente legata a motivi di praticità. In caso di significative discrepanze nei due valori calcolati, si consiglia di adottare il valore più cautelativo.

Si noti che gli indici Imp ed I , Per e P sono concettualmente diversi: Imp e Per servono a valutare il coefficiente di deflusso convenzionale (che esprime la capacità del lotto di accettare le piogge prima di generare deflussi superficiali), mentre I e P rappresentano le porzioni rispettivamente urbanizzata e inalterata (agricola) del lotto oggetto di intervento.

Per meglio illustrare la differenza, si consideri il caso ideale di un lotto che viene trasformato da area agricola/incolto a verde urbano senza elementi di impermeabilizzazione. In tal caso, i coefficienti di deflusso rimangono uguali nelle condizioni *ante operam* e *post operam* [$(\phi/\phi^\circ)=1$] e il volume di invaso richiesto è:

$$w = 50 \times (1)^{(1/(1-n))} - 15 \times I - 50 \times P = 50 - 15 \times I - 50 \times P \text{ [mc/ha]}$$

Se metà del lotto viene mantenuto in condizioni agricole,

$$w = 50 - 15 \times 0,5 - 50 \times 0,5 = 18,5 \text{ [mc/ha]}$$

mentre se tutto il lotto viene sistemato a verde,

$$w = 50 - 15 \times 1 - 50 \times 0 = 35 \text{ [mc/ha]}$$

L'esempio serve ad illustrare il concetto per cui ad ogni regolarizzazione delle superfici (riduzione delle scabrezze e delle depressioni superficiali, miglioramento delle condizioni di drenaggio...) si associa una perdita di capacità di invaso. In letteratura (CSDU, 1997) si trovano indicazioni riguardo al fatto che l'invaso specifico di superfici urbanizzate, anche se permeabili, può essere

valutato cautelativamente in 15 mc/ha, mentre di regola si suppone che superfici non urbanizzate abbiano una capacità di invaso di 50 mc/ha. Quindi anche in assenza di impermeabilizzazioni il principio dell'invarianza idraulica richiede di tenere conto del volume di invaso perso, cosa che viene fatta di regola con l'utilizzo corretto della formula (1).

Il seguito del documento, dopo aver discusso alcuni aspetti del metodo indicato dalla normativa del piano di bacino, passa a fornire indicazioni di tipo tecnico riguardo alle modalità idraulico-realizzative consigliabili per i volumi di compensazione, e indicazioni di tipo metodologico relativamente alle modalità di stesura degli studi idrologici richiesti nei casi di maggiore impegno.

Prima di entrare nel merito dei singoli argomenti, si introduce qui una classificazione degli interventi di trasformazione delle superfici. Tale classificazione consente di definire soglie dimensionali in base alle quali si applicano considerazioni differenziate in relazione all'effetto atteso dell'intervento. La classificazione è riportata nella seguente Tabella 1.

Classe di Intervento	Definizione
Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	intervento su superfici di estensione inferiore a 0.1 ha
Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 0.1 e 1 ha
Significativa impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 1 e 10 ha; interventi su superfici di estensione oltre 10 ha con $Imp < 0,3$
Marcata impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici superiori a 10 ha con $Imp > 0,3$

Tabella 1 - classificazione degli interventi di trasformazione delle superfici ai fini dell'invarianza idraulica

7.2. Efficacia dell'azione di laminazione e verifiche idrauliche consigliate in sede di autorizzazione degli interventi ai fini dell'invarianza idraulica

Dal punto di vista idraulico, l'efficacia della laminazione operata attraverso dispositivi di invaso è condizionata da due parametri fondamentali:

- la dimensione delle luci di scarico dell'invaso (condotti o stramazzi)
- il tirante idrico massimo di cui si consente la formazione all'interno dell'invaso.

I due aspetti sono fra loro collegati: se si realizza un invaso profondo con la formazione di un tirante idrico alto è necessario predisporre luci di piccole dimensioni per mantenere la portata in uscita a valori accettabili, a parità di portata in ingresso e di volume totale dell'invaso.

È poi da considerare che, a parità di luce di efflusso e di tirante idrico massimo consentito, l'effetto di laminazione dipende significativamente dal volume e dalla durata totale della pioggia.

Fissare regole generali per i criteri di dimensionamento delle luci di scarico è difficile in quanto è necessario riferirsi a condizioni operative sempre connotate da un margine di convenzionalità.

Del resto, nel caso di piccoli interventi, corrispondenti ai casi di trascurabile o modesta impermeabilizzazione potenziale, gli oneri connessi allo sviluppo di dimensionamenti di dettaglio eccedono i benefici in termini di protezione idraulica del territorio che si possono effettivamente conseguire.

Viceversa, nei casi di significativa o marcata impermeabilizzazione potenziale è assai opportuno eseguire una verifica di maggior dettaglio dell'effettivo comportamento laminativo dei dispositivi di invaso previsti dai progetti. In tal modo, con accorgimenti relativamente semplici, è possibile mantenere sotto controllo l'efficacia della laminazione e perseguire una politica attiva di invarianza idraulica.

Alla luce di queste considerazioni, si suggeriscono i seguenti criteri:

- nel caso di trascurabile impermeabilizzazione potenziale, è sufficiente che i volumi disponibili per la laminazione soddisfino i requisiti dimensionali della formula (1)
- nel caso di modesta impermeabilizzazione, oltre al soddisfacimento dei requisiti della formula (1) è opportuno che le luci di scarico non eccedano le dimensioni di un tubo di diametro 200 mm e che i tiranti idrici ammessi nell'invaso non eccedano il metro
- nel caso di significativa impermeabilizzazione, si consiglia di dimensionare le luci di scarico e i tiranti idrici ammessi nell'invaso in modo da garantire la conservazione della portata massima defluente dall'area in trasformazione ai valori precedenti l'impermeabilizzazione, almeno per una durata di pioggia di 2 ore e un tempo di ritorno di 30 anni
- nel caso di marcata impermeabilizzazione, la norma del piano stralcio per il rischio idrogeologico richiede la presentazione di uno studio di maggiore dettaglio i cui contenuti sono di seguito individuati.

Ai fini del dimensionamento dei tiranti ammessi e delle luci di scarico, ferma restando la possibilità di effettuare studi idrologici e idraulici di maggiore approfondimento, si consiglia di ricorrere alla equazione di continuità del volume di invaso considerando come portata in ingresso l'idrogramma calcolato per il lotto con il metodo cinematico per assegnata durata di pioggia e tempo di ritorno, e come portata in uscita quella stimabile con una scala di deflusso della luce di scarico.

7.3. Modalità di realizzazione dell'invarianza idraulica

Le norme del piano di bacino prevedono in via prioritaria che l'effetto dell'impermeabilizzazione sia compensato con volumi di invaso la cui dimensione viene calcolata in ragione del tasso di impermeabilizzazione indotto. Concettualmente, questo equivale a potenziare la capacità di laminazione del bacino per compensare la perdita di capacità di infiltrazione. È chiaro che si tratta di una brutale schematizzazione di fenomeni in realtà molto complessi e fra loro interconnessi, e l'unico scopo della schematizzazione è quello di produrre una metodica razionale di calcolo degli oneri da corrispondere per rendere sostenibile il consumo della risorsa territoriale.

A livello realizzativo, i volumi di invaso possono essere ricondotti agli schemi di Figura 1, Figura 2, Figura 3 e Figura 4.

Nei diversi casi, si evidenzia un ruolo della rete fognaria che deve essere valutato.

In linea di massima, si può considerare che il volume totale delle condotte di fognatura sia efficace all'80% ai fini dell'invarianza idraulica (si veda ad es. Paoletti, 1996; Pistocchi, 2001); questo significa che l'80% del volume totale della rete fognaria interna al lotto può essere considerato in diminuzione del valore di volume minimo d'invaso previsto dall'equazione (1).

I volumi di invaso vanno di regola realizzati come aree di espansione poste a monte del punto di scarico. È da evitare il caso di volumi depressi rispetto al punto di scarico, nel qual caso si verificherebbe un riempimento e la successiva necessità di scolo meccanico.

In ogni modo è vietato lo scarico diretto con sollevamento meccanico nel corpo idrico recettore. Nel caso di scarico con sollevamento meccanico, è necessario prevedere luci di efflusso adeguatamente dimensionate a valle del sollevamento, sulla base delle indicazioni dell'autorità idraulica competente, in modo da consentire la limitazione alle portate uscenti richiesta.

I volumi di invaso sono invece da vedere come zone periodicamente allagabili, che però vengono mantenute drenate in condizioni di tempo asciutto. Ciò previene fra l'altro problemi di tipo igienico-sanitario connessi al trattenimento e allo stoccaggio delle acque.

Nella grande varietà di soluzioni progettuali, che sconsigliano di definire in modo rigido soluzioni "tecnicamente conformi", si possono comunque individuare le tipologie di soluzione seguenti:

- vasca in c.a. o altro materiale "rigido" posta a monte del punto di scarico, sia aperta sia coperta (sia in serie, sia in parallelo; in quest'ultimo caso, è richiesto uno studio idraulico)

- invaso in terra posto a monte del punto di scarico (sia in serie, sia in parallelo; in quest'ultimo caso, è richiesto uno studio idraulico)
- depressione in area verde o in piazzale posta a monte del punto di scarico
- dimensionamento con "strozzatura" delle caditoie in modo da consentire un invaso su strade e piazzali (*)
- dimensionamento con "strozzatura" delle grondaie e tetti piatti con opportuno bordo di invaso in modo da consentire un invaso sulle coperture (*, #)
- sovradimensionamento delle fognature interne al lotto (1 mc di tubo o canale = 0,8 mc di invaso)
- mantenimento di aree allagabili (es. verde, piazzali) con "strozzatura" adeguata degli scarichi (*)
- scarico in acque costiere o comunque che non subiscono effetti idraulici dagli apporti meteorici
- scarico in vasche adibite ad altri scopi (sedimentazione, depurazione ecc.) purché il volume di invaso si aggiunga al volume previsto per altri scopi, e purché siano comunque rispettati i vincoli e i limiti allo scarico per motivi di qualità delle acque
- scarico a dispersione in terreni agricoli senza afflusso diretto alle reti di drenaggio sia superficiale, sia tubolare sotterraneo

(*) = richiesto un calcolo di dimensionamento idraulico degli scarichi

(#) = i volumi così realizzati servono solo per la quota di impermeabilizzazione imputabile alle coperture, mentre quelli che servono per strade, piazzali ecc. devono essere realizzati a parte

Di regola è preferibile che si realizzino volumi allagabili in aree verdi con superfici in terreno naturale, associate a un uso ricreativo e a una sistemazione paesaggistica compatibili con il periodico allagamento; caso per caso il progettista può scegliere di realizzare i volumi richiesti in forma di vasche impermeabili, ad es. in calcestruzzo armato, sia a cielo aperto sia con copertura.

È possibile ricorrere all'invaso sulle superfici dei tetti degli edifici; in questo caso, il volume minimo da predisporre sui tetti deve essere proporzionato sulla sola quota di impermeabilizzazione dovuta agli edifici, mentre a compensazione delle altre superfici impermeabilizzate sulla superficie territoriale dell'intervento, poste al di fuori della sagoma dei tetti, dovrà essere predisposto a terra un volume minimo d'invaso commisurato alla quota di impermeabilizzazione ad esse corrispondente.

Nel caso di invaso sui tetti, è comunque necessario dimensionare i pluviali come dispositivi di sfioro in grado di smaltire la portata corrispondente alla superficie in condizioni di deflusso precedenti l'impermeabilizzazione, e verificare che nelle condizioni di esercizio non si verifichino condizioni di troppo pieno dell'invaso posto sul tetto tali da provocarne la tracimazione.

In assenza di una valutazione idraulica sulle luci di efflusso, i volumi di laminazione vanno messi "in serie" rispetto al sistema di drenaggio.

La scelta di soluzioni "in parallelo"⁴, di per sé preferibili in molti casi dal punto di vista tecnico, richiede la presenza a valle della vasca di un dispositivo di limitazione delle immissioni nel corpo ricevente, e può essere accettata solo dietro presentazione di apposita relazione idraulica che ne descriva il funzionamento.

La differenza fra dispositivi in serie e dispositivi in parallelo è infatti che i primi operano una laminazione delle piene in presenza di qualsiasi condizione di deflusso, mentre i secondi entrano in funzione solo quando la portata supera valori prefissati in corrispondenza dei quali il deflusso viene

⁴ Al proposito si veda lo schema di Figura 5 .

deviato al volume di invaso (Figura 5), per cui è necessario che siano fissate e condivise in sede di autorizzazione, in relazione alle condizioni del ricevente, le condizioni alle quali le vasche di laminazione entrano in funzione.

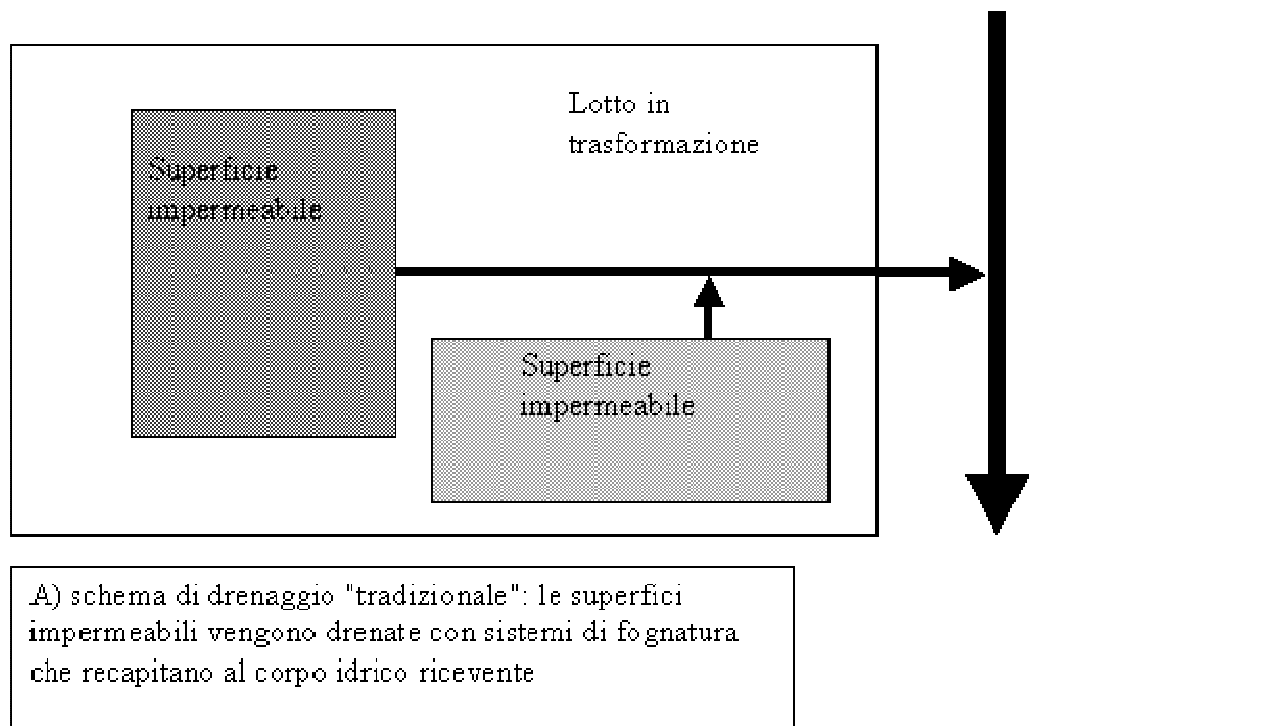


Figura 1

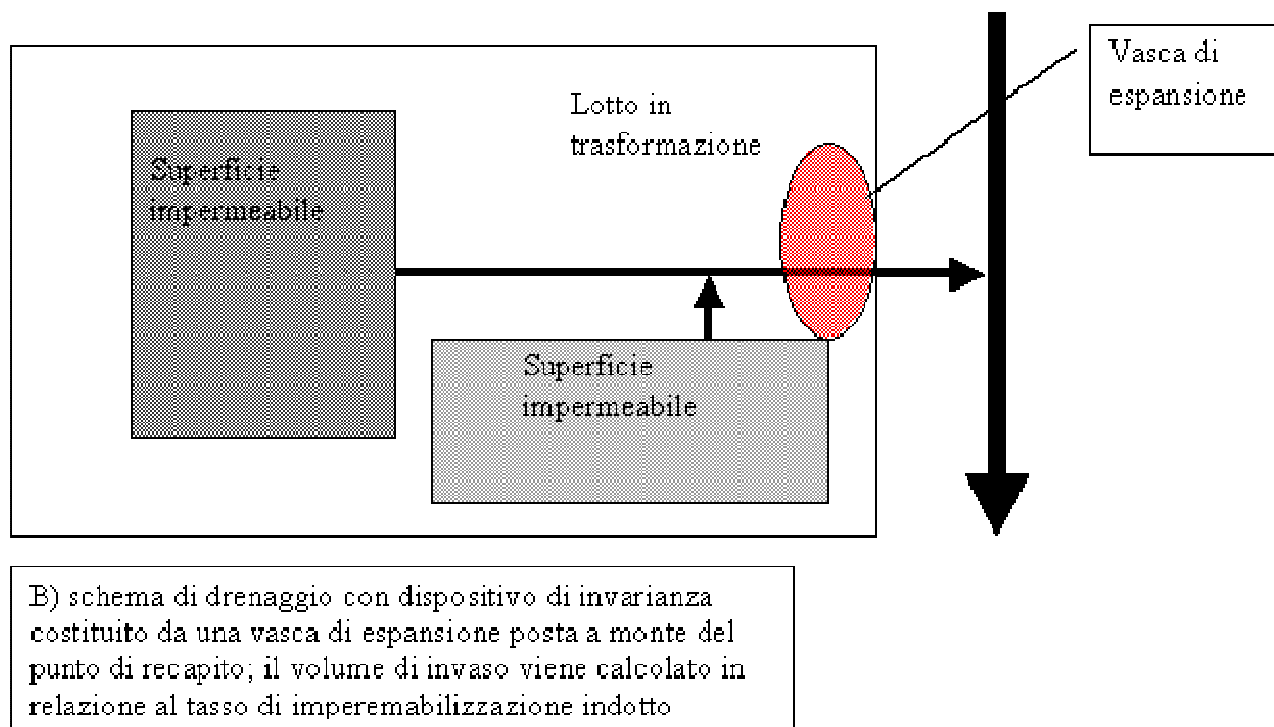
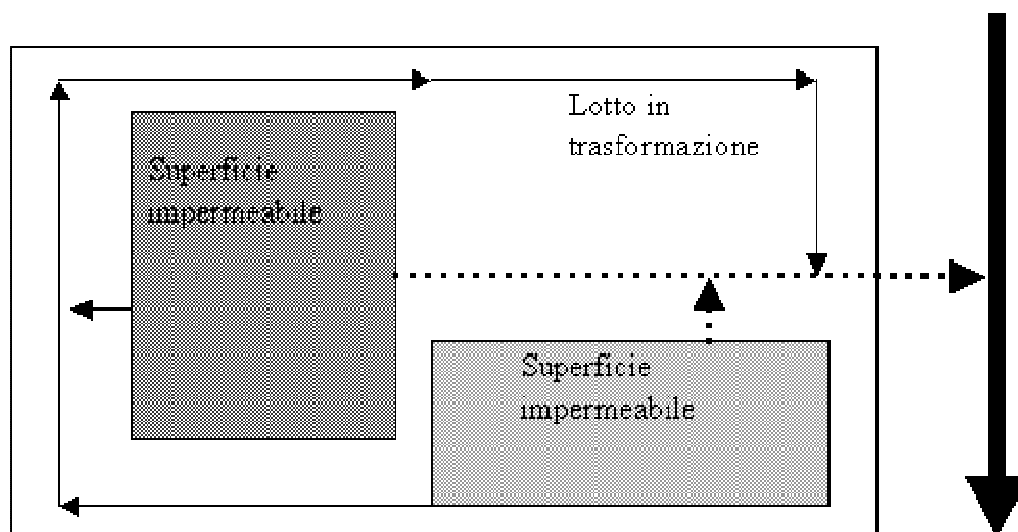
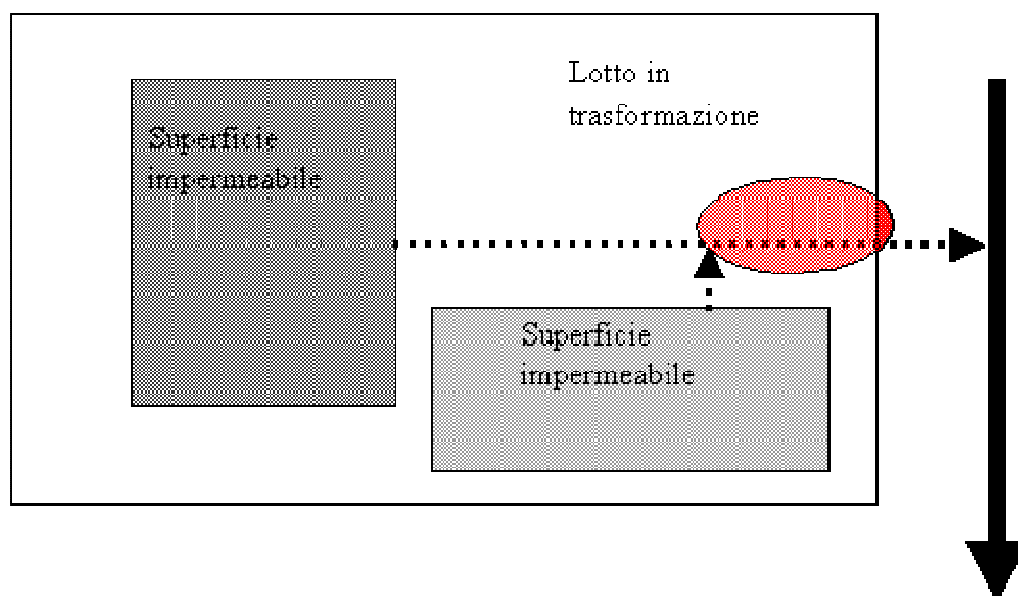


Figura 2



C) schema di drenaggio con dispositivo di invarianza costituito da un sovradimensionamento della rete di fognatura: al posto del percorso minimo (tratteggiato) si realizza un percorso più lungo nel quale le piene vengono laminate

Figura 3



D) schema di drenaggio con dispositivo di invarianza ibrido (sovradimensionamento della rete di fognatura + vasca di laminazione)

Figura 4

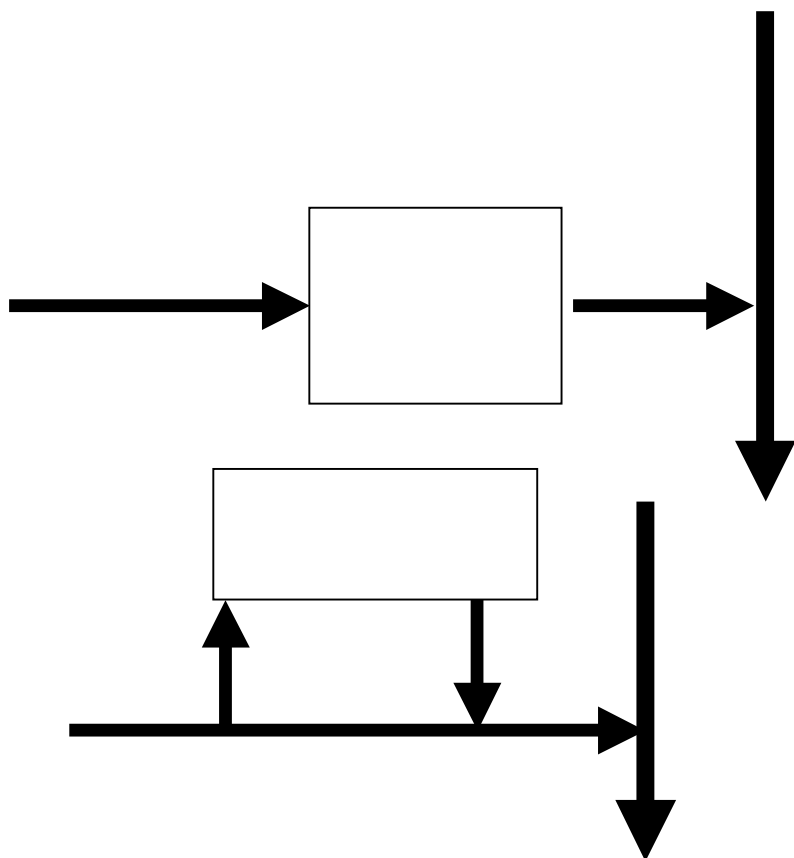


Figura 5 - vasche in serie (sopra) e in parallelo (sotto)

A livello costruttivo, il fondo delle aree di espansione deve essere realizzato in modo da consentire lo scolo naturale (senza sollevamenti meccanici) di tutta l'acqua invasata.

Nel caso in cui a valle sia previsto un sollevamento meccanico, è necessario che tutte le parti della vasca possano essere drenate a gravità verso l'impianto di sollevamento. I volumi di invaso posti in serie rispetto al sistema di drenaggio non devono presentare "cunette di magra" in cui l'acqua trovi vie preferenziali di scolo, in assenza di valutazioni idrauliche specifiche sul funzionamento di tali cunette. Questo infatti riduce lo spazio effettivo per la laminazione (Figura 6).

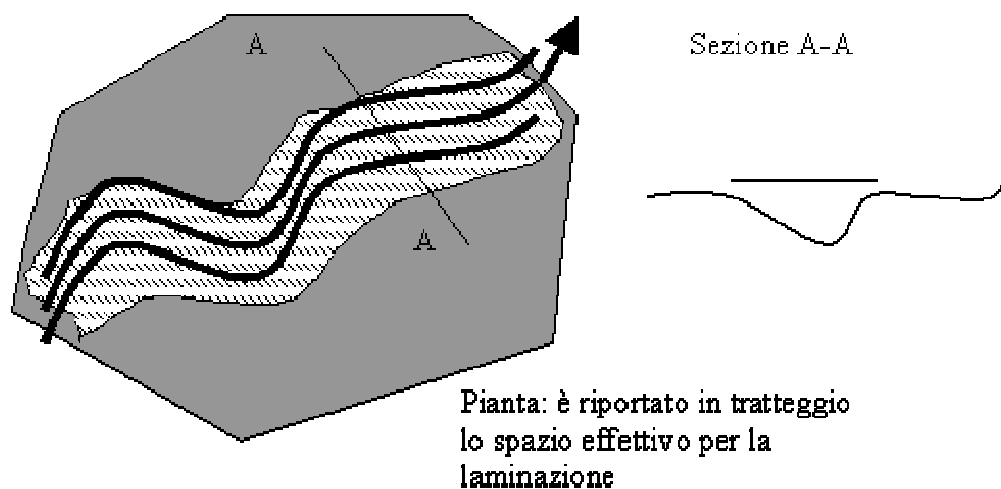


Figura 6 - situazione di formazione di una cunetta di deflusso preferenziale

Nel caso di impermeabilizzazioni dovute a strade, l'invarianza idraulica si può realizzare con un opportuno dimensionamento dei fossi laterali e delle canalette di drenaggio; in particolare, la totale impermeabilizzazione della superficie stradale porta a dimensionare, tramite la relazione (1), un volume di invaso di circa 0,09 mc/mq di superficie stradale, ovvero poco più di 0,5 mc per ogni metro di lunghezza di una strada di larghezza pari a 6 m. Quindi la realizzazione di un fosso di volume pari a $(0,5 / 0,8) = 0,625$ mc/m soddisfa i requisiti di volume di compensazione richiesti dalla normativa. Ovunque sia presente lo spazio necessario, è opportuno accoppiare tale volume a spazi di laminazione concentrati (aree di espansione), in corrispondenza delle immissioni nei corpi recettori. Questo consente fra l'altro di operare una blanda autodepurazione del deflusso, aumentandone i tempi di residenza nella rete scolante e la possibilità di sedimentazione dei solidi sospesi. In generale, è opportuno sviluppare comunque tutte le considerazioni idrauliche e geotecniche suggerite dal caso specifico, anche in relazione ai possibili effetti del sistema di drenaggio sulla stabilità della sede stradale. La figura seguente mostra uno schema di realizzazione dell'invarianza idraulica per un tracciato stradale.

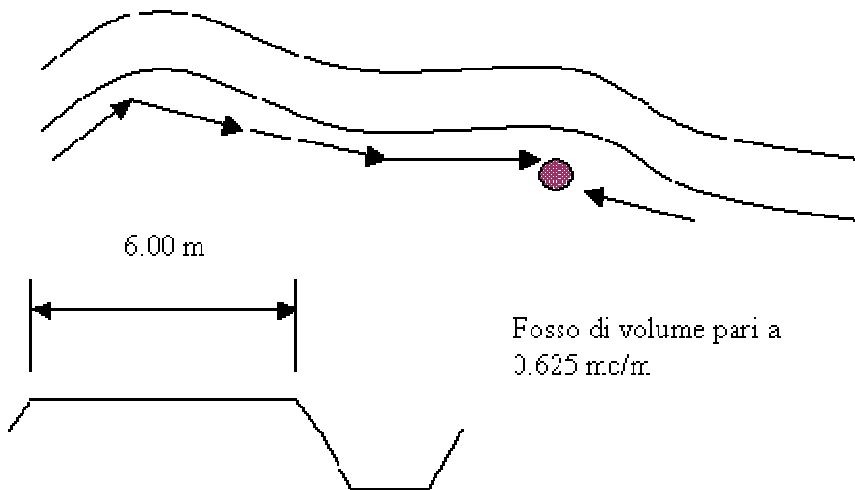


Figura 7 - schema di drenaggio con fossi e zone di espansione per la decantazione prima del recapito (sopra) e sezione esemplificativa (sotto)

7.4. Valutazione dei coefficienti di deflusso; valutazione della permeabilità delle superfici

La norma richiede di valutare i coefficienti di deflusso prima e dopo la trasformazione delle condizioni del suolo, in modo convenzionale e al solo scopo di calcolare il volume di invaso per l'invarianza idraulica (formule 2-a e 2-b).

È innanzitutto da precisare che il coefficiente di deflusso così calcolato può non essere adeguato per dimensionare le fognature e altre opere idrauliche, e non sostituisce le valutazioni specifiche del caso da parte del progettista.

Si pone il problema di valutare che cosa sia permeabile. *In generale, ogni tipo di copertura che consenta la percolazione nel suolo almeno ai tassi di infiltrazione propri del suolo "naturale" in posto è da considerare permeabile.*

Sono quindi certamente permeabili tutte le superfici mantenute a verde, a meno dell'ovvio controesempio di verde al di sopra di elementi interrati quali scantinati e simili, e di giardini pensili.

Le coperture del suolo che possono essere considerate permeabili comprendono il caso delle griglie plastiche portanti e di dispositivi simili. Si tratta di strutture di pavimentazione costituite da elementi a griglia con percentuale di vuoti molto alta, e con caratteristiche tali da non indurre una compattazione spinta del terreno.

Nel caso invece di elementi di pavimentazione tipo "Betonella" e simili, occorre valutare caso per caso il grado di impermeabilizzazione indotta, anche tenendo conto che, essendovi una percentuale di vuoti molto minore e una forte possibilità di compattazione del terreno al di sotto e negli interstizi degli elementi di pavimentazione, si può configurare una situazione di impermeabilità di fatto.

Con le stesse cautele devono essere trattate le superfici in misto granulare stabilizzato e altri materiali analoghi.

In linea di massima, si può considerare superfici di queste ultime due tipologie come permeabili al 50%.

Sono invece certamente impermeabili le superfici asfaltate e cementificate, oltre alle coperture degli edifici anche qualora presentino elementi a verde, giardini pensili ecc.

Ai fini della stima delle percentuali permeabili e impermeabili, nel caso in cui si presentino elementi da valutare caso per caso, è compito del progettista dell'intervento di trasformazione delle superfici certificare, attraverso gli elaborati progettuali, il tasso di permeabilità delle soluzioni adottate.

Qualora ci si trovi poi in situazioni particolari, come ad es. terreno di per sé impermeabile a causa della natura litopedologica o del grado di compattazione precedente alla trasformazione della superficie, tali per cui gli interventi di trasformazione della superficie non comportano effetti di incremento delle portate di piena defluente, è compito del progettista dell'intervento di trasformazione delle superfici dimostrare il non peggioramento delle condizioni di deflusso dalla superficie trasformata. La dimostrazione potrà avvenire, nei casi di trascurabile o modesta impermeabilizzazione, semplicemente attraverso la descrizione della natura dei terreni anche in riferimento alle indagini tecniche disponibili nella documentazione dei piani comunali, provinciali e del piano di bacino e ad eventuali indagini locali, mentre nei casi di significativa o marcata impermeabilizzazione è necessario realizzare prove di permeabilità superficiale con modalità commisurate alle caratteristiche dell'intervento e da valutarsi nell'ambito del procedimento autorizzativo.

Si rimarca l'importanza di riferire le valutazioni ad una permeabilità superficiale "idrologica", da valutarsi con prove idonee *in situ* sui primi centimetri di suolo, e non ad una permeabilità da prove di laboratorio riferita agli strati del primo sottosuolo come è uso ad es. per i problemi di subirrigazione e simili.

È da osservare a tal proposito che gli strati superficiali del suolo sono sempre dotati di permeabilità molto più elevata di quella considerata dalle valutazioni di tipo geologico, e mostrano quasi sempre, se non particolarmente compattati, una notevole capacità di trattenimento dei millimetri di pioggia corrispondenti agli eventi di precipitazione critici.

In generale, è da attendersi che suoli a bassa capacità di accettazione delle piogge abbiano coefficienti di deflusso maggiori del valore convenzionale di 0,2, ma comunque minori di quelli assunti per le superfici artificiali (asfalto, cemento, laterizi...) convenzionalmente pari a 0,9.

In definitiva, si può dire che nella generalità dei casi le prove di permeabilità e le valutazioni sulla permeabilità dei suoli possono al più portare a ridurre le esigenze di volume di invaso, ma non ad annullarle completamente.

7.5. Invarianza idraulica delle trasformazioni delle superfici che non provocano mai effetti di aggravio delle condizioni di piena del corpo idrico ricevente; individuazione di soluzioni alternative alla realizzazione di volumi di invaso (art. 9 comma 8)

Nei casi in cui lo scarico delle acque meteoriche da una superficie giunga direttamente al mare o ad altro corpo idrico il cui livello non risulti influenzato dagli apporti meteorici, l'invarianza idraulica delle trasformazioni delle superfici è implicitamente garantita a prescindere dalla realizzazione di dispositivi di laminazione.

Nel caso di interventi in territorio collinare e montano, fermo restando l'obbligo di prevedere idonei dispositivi di invarianza idraulica, è consigliabile realizzare, ovunque possibile, i volumi di invaso mediante opere di regimazione idrica (quali scoline, viminate, gradonate, terrazzamenti) distribuite su tutte le superfici non pavimentate della superficie territoriale dell'intervento. Queste opere di regimazione devono essere pensate per aumentare il tempo di persistenza del deflusso sulle superfici e il volume dinamico immagazzinato sulle stesse.

In questi casi, il volume di invaso utile è da computarsi come l'80 % del volume fisico realizzato a tergo dei rilevati prodotti dalle opere di regimazione, come illustrato nella figura seguente.

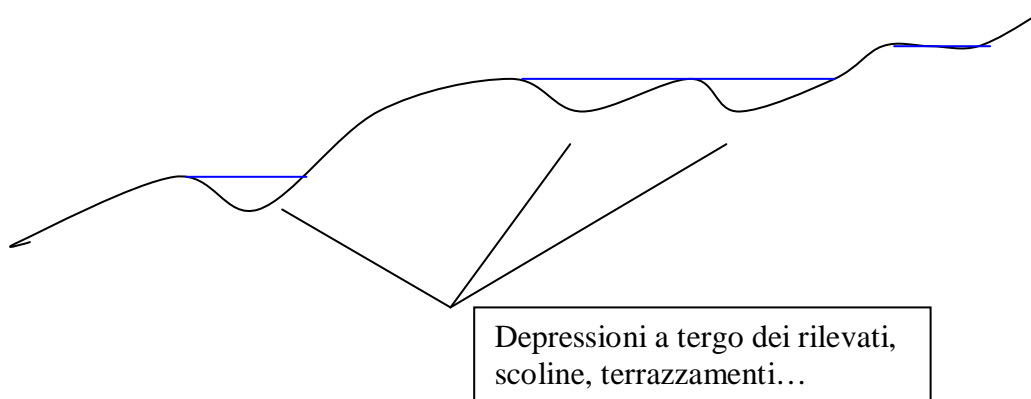


Figura 8

In caso di terreni ad elevata capacità di accettazione delle piogge, in presenza di falda freatica sufficientemente profonda e di regola in caso di piccole superfici impermeabilizzate, è possibile realizzare sistemi di infiltrazione facilitata in cui convogliare i deflussi in eccesso prodotti dall'impermeabilizzazione. Questi sistemi, che fungono da dispositivi di rimessaggio in falda, possono essere realizzati, a titolo esemplificativo, sotto forma di pozzetti o vasche o condotte disperdenti in cui sia consentito l'accumulo di un battente idraulico che favorisca l'infiltrazione e la dispersione nel terreno.

Il progettista dovrà documentare in tal caso, attraverso appositi elaborati progettuali e calcoli idraulici, la funzionalità del sistema a smaltire gli eccessi di portata prodotti dalle superfici impermeabilizzate rispetto alle condizioni antecedenti la trasformazione, almeno per un tempo di ritorno di 30 anni nei territori di collina e montagna e di 200 anni nei territori di pianura, secondo le definizioni di cui all'art. 2 delle norme del piano stralcio per il rischio idrogeologico.

Nel caso in cui non sia prevista una canalizzazione delle acque verso un corpo recettore, ma i deflussi vengano dispersi sul terreno, non è necessario prevedere dispositivi di invarianza idraulica in quanto si può supporre ragionevolmente che la laminazione delle portate in eccesso avvenga direttamente sul terreno.

Occorre comunque tenere presente che la mancanza di sistemi di scolo delle acque, in terreni di acclività non trascurabile, può portare ad altre controindicazioni in termini di stabilità del versante.

7.6. Studi idrologici di maggior dettaglio per aree di estensione maggiore di 10 ha (art. 9 comma 6); indicazioni per le procedure di verifica ambientale ai sensi della L.R. 9/1999 per le trasformazioni di uso del suolo.

Ai sensi dell'art. 9 delle norme del piano stralcio per il rischio idrogeologico, gli interventi di marcata impermeabilizzazione potenziale (quelli su aree superiori ai 10 ha con superficie impermeabile maggiore del 30%) devono essere sottoposti a verifiche idrologiche di maggior dettaglio. Tali verifiche devono di regola comprendere i seguenti passi:

- individuazione del bacino idrografico del corpo idrico recettore degli scarichi di acque meteoriche provenienti dal lotto in trasformazione;
- valutazione di un idrogramma di piena del corpo idrico recettore corrispondente al colmo di portata attesa.
- Valutazione dell'idrogramma di piena proveniente dal solo lotto in trasformazione, rispettivamente prima e dopo la trasformazione; tale idrogramma viene valutato di regola con il metodo cinematico per una pioggia di tempo di ritorno 200 anni di durata pari al tempo di corrivazione del bacino del corpo idrico recettore.
- Valutazione, mediante un opportuno modello idrologico, dell'effettivo comportamento di laminazione dei dispositivi di invaso previsti, e dimensionamento dei dispositivi di scarico del lotto, in relazione al tirante idrico che si verifica nel volume di invaso, in modo da garantire l'invarianza del colmo di portata.
- Sovrapposizione degli idrogrammi di piena del corpo idrico recettore e del lotto dopo la trasformazione, e verifica del mantenimento del colmo di piena alle condizioni precedenti la trasformazione.

In assenza di informazioni specifiche sul corpo idrico recettore, tali da consentirne una valutazione più accurata dell'idrogramma di piena da assumere di progetto, si considererà un idrogramma di piena convenzionale di forma triangolare, definito in modo univoco dai tre parametri della portata al colmo, del tempo a cui si verifica il colmo di portata dall'inizio dell'evento di piena e dal tempo dal colmo all'esaurimento della piena. Il colmo viene di regola valutato con i metodi esposti in precedenza, e in particolare, di preferenza, con il metodo razionale, e per un tempo di ritorno di 200 anni.

La durata dell'idrogramma di piena del corpo idrico recettore viene assunta pari a 3 volte il tempo di corrivazione del bacino del corpo idrico recettore, valutato con i criteri espressi in precedenza. Il colmo di piena si verifica dopo un tempo pari al tempo di corrivazione e la piena si esaurisce dopo un tempo ulteriore pari a 2 volte il tempo di corrivazione.

In particolari e motivate condizioni, potrà essere adottata una diversa valutazione ricorrendo a modelli afflussi-deflussi di maggior dettaglio.

Si ricorda che gli interventi oggetto del presente capitolo possono essere soggetti ad obbligo di sottoporsi a procedura di verifica ambientale (*screening*) secondo la L.R.E.R. n. 9 /1999 e ss.mm.ii. Al medesimo obbligo sottostanno altre tipologie di trasformazione d'uso del suolo che comportano effetti di impermeabilizzazione potenziale.

8. Indirizzi per i Comuni ricadenti nelle aree di pianura per promuovere la realizzazione di sistemi di raccolta delle acque piovane anche nelle aree edificate (art. 8 comma 2).

I Comuni ricadenti nelle aree di pianura hanno mandato di promuovere la realizzazione di sistemi di raccolta delle acque piovane al duplice fine di:

- migliorare la disponibilità idrica, anche per utilizzo irriguo e secondario delle acque (es. lavaggio autoveicoli, piazzali ecc.)
- migliorare la capacità di laminazione complessiva dei bacini idrografici di pianura, che mostrano un generale e diffuso stato di sofferenza in ordine al rischio idraulico.

Allo scopo, occorrerà adottare ogni possibile strumento per favorire l'adozione di soluzioni le cui tipologie esemplificative sono di seguito elencate:

- sistemi di drenaggio a doppio rilascio (a canaletta in superficie e attraverso trincea filtrante nel sottosuolo) in luogo delle fognature bianche tradizionali
- stoccaggi provvisori dinamici delle acque di pioggia (es. aree di espansione, serbatoi collocati a valle dei pluviali)
- riconversione a permeabile delle superfici urbanizzate
- giardini pensili ed utilizzo dei tetti anche a scopo di invaso secondo soluzioni progettuali compatibili.

Gli strumenti potranno rientrare in tipologie quali:

- incentivi di fiscalità urbana, riduzione degli oneri di costruzione e di urbanizzazione
- incentivi in termini di indici di fabbricazione
- prescrizioni nei regolamenti edilizi per gli ambiti urbani in trasformazione
- prescrizioni nei regolamenti di attuazione di piani particolareggiati, piani urbanistici attuativi.
- accordi di programma

Quanto sopra è da considerare integrativo delle disposizioni relative all'invarianza idraulica delle trasformazioni urbanistiche, che si applica solo per i casi di trasformazione con aumento netto delle superfici impermeabili e che viene fatta comunque salva.

9. Criteri di valutazione delle distanze di rispetto dai corpi arginali di cui al comma 1 art. 10

Le distanze di rispetto dai corpi arginali a cui devono attenersi le nuove previsioni urbanistiche vengono valutate in sede di conferenze di pianificazione nel caso di strumenti di piano elaborati ai sensi della L. R. 20/2000.

A tal fine, è necessario eseguire le verifiche sulla stabilità dei corpi arginali secondo metodologie accreditate e ben documentate in letteratura.

Fatte salve comunque verifiche locali di dettaglio richieste da situazioni particolari, si raccomanda di utilizzare per le verifiche la procedura messa a punto dall'Autorità di bacino e riportata in Allegato 6.

L'Autorità mette a disposizione una cartografia redatta sulla base delle conoscenze più avanzate disponibili, che contiene l'indicazione delle distanze di rispetto.

Tale cartografia costituisce un'indicazione tecnica che ha carattere di indirizzo e che dovrà essere considerata e discussa in sede di formazione degli strumenti urbanistici al fine del corretto collocamento delle nuove previsioni.

È facoltà dei Comuni che propongono nuove previsioni urbanistiche approfondire le conoscenze e derogare motivatamente dalle fasce di rispetto individuate dall'Autorità di bacino in Allegato 6. Le modifiche proposte vengono discusse nell'ambito della procedura di approvazione del piano. Le limitazioni relative alle distanze dai corpi arginali si applicano solo nel caso in cui il piano di campagna esterno all'alveo sia a quota non superiore alla sommità arginale.

10. Criteri ispiratori per l'attuazione delle prescrizioni di cui all'art. 11 delle norme del piano

10.1. Definizione dell'insieme dei rischi idraulici connessi alle reti di smaltimento delle acque meteoriche nei comprensori di bonifica in riferimento ad eventi di pioggia con tempi di ritorno di 30 e 200 anni e linee d'intervento per la riduzione dei rischi individuati (art. 11 comma 1)

L'Autorità di bacino fornisce ai Consorzi di bonifica competenti per territorio uno schema del reticolo principale, su supporto digitale ed in formato idoneo all'uso del modello di calcolo HEC-RAS. Tale modello contiene le risultanze degli studi e delle analisi svolte a cura dell'Autorità di bacino, ed in particolare:

- ricostruzioni geometriche degli alvei oggetto dell'indagine, basate sui dati reperiti presso i consorzi
- individuazione cartografica degli attraversamenti interessanti i collettori indagati
- calcolo delle portate di progetto secondo il metodo razionale in ipotesi cautelative, con tempo di ritorno di 30 e 200 anni
- calcolo dei volumi di esondazione attesi in ciascun tratto del reticolo indagato, in condizioni di progetto
- modello digitale del terreno
- individuazione cartografica delle aree interessabili dai volumi di esondazione.

Sulla base di tali informazioni i Consorzi provvedono a modificare, motivando le scelte fatte, il quadro fornito dall'Autorità di bacino. Le modifiche dovranno riguardare in particolare:

- correzioni di errate rappresentazioni geometriche
- modifica alle portate di progetto, tenendo conto di tempi di corrivazione, precipitazioni e coefficienti di deflusso più rispondenti alle situazioni locali
- introduzione dell'effetto degli attraversamenti, da valutare sulla base degli effettivi dati geometrici degli stessi.

Una volta aggiornato il quadro e modificate le aree esondabili di conseguenza, i Consorzi provvedono a segnalare all'Autorità di bacino le aree nelle quali il ricorso a tecniche di protezione passiva dei beni esposti non sia sufficiente a garantire un adeguato livello di sicurezza territoriale. In tali aree vengono individuati gli interventi per la messa in sicurezza del territorio, sulla base dei criteri precedentemente esposti riguardo agli obiettivi di messa in sicurezza del territorio.

Tali interventi vengono inseriti nei programmi triennali di intervento dell'Autorità di bacino con le rispettive indicazioni di priorità.

10.2. Obiettivi di progetto per la messa in sicurezza dei corsi d'acqua; approvazione delle opere di riduzione del rischio idraulico da parte dell'autorità competente (art. 11 comma 2)

Tempi di ritorno di progetto ed obiettivi di messa in sicurezza per i corsi d'acqua naturali

A portate con tempo di ritorno 200 anni devono essere progressivamente adeguati e mantenuti, secondo le disponibilità finanziarie e le priorità stabilite nei piani e programmi di intervento dell'Autorità di bacino, tutti i tratti di pianura arginati dei corsi d'acqua naturali, secondo le definizioni di cui all'art. 2 delle norme del piano stralcio per il rischio idrogeologico.

Per i tratti collinari e montani, e per i tratti di pianura in cui i corsi d'acqua non si presentino arginati, gli adeguamenti sono da attuare esclusivamente nei casi in cui risultino minacciati insediamenti e beni vulnerabili agli allagamenti.

In caso contrario, è necessario mantenere al corso d'acqua le possibilità di esondazione esistenti.

Ferma restando l'esigenza di mantenere le aree di espansione e di naturale laminazione delle piene perimetrate dal piano di bacino, l'adeguamento di un tratto di corso d'acqua dovrà avvenire mediante le seguenti strategie, ordinate a preferibilità decrescente:

- allargamento delle sezioni senza innalzamento di arginature e con minima riduzione della scabrezza compatibile con le condizioni locali, ciò al fine di ridurre progressivamente la dipendenza della sicurezza idraulica del tratto di corso d'acqua dalle operazioni di sfalcio e manutenzione
- predisposizione di aree di espansione e dispositivi di laminazione delle piene collocati a monte, tali da impedire esondazioni in aree vulnerabili
- pulizia e regolarizzazione delle sezioni
- innalzamento di arginature.

Tempi di ritorno di progetto ed obiettivi di messa in sicurezza per i corsi d'acqua di bonifica

I corsi d'acqua di bonifica devono gradualmente essere adeguati e mantenuti a tempi di ritorno delle portate massime ammissibili tali per cui le esondazioni, che si dovessero verificare, non provochino danni rilevanti al territorio per tempo di ritorno delle portate pari a 200 anni.

A tal fine, gli interventi proposti dovranno essere accompagnati da una valutazione costi-benefici, anche sommaria e in via qualitativa, che consenta comunque di definire il tempo di ritorno delle piene di progetto cui adeguare i corsi d'acqua in relazione ai danni che l'eventuale esondazione provocherebbe.

Al fine di minimizzare i danni connessi ad esondazioni, sono da adottare le seguenti strategie, ordinate a preferibilità decrescente:

- mantenimento di possibilità di esondazione dei corso d'acqua su terreni agricoli a seminativo, incolto, o a coltivazioni resistenti alla presenza di acqua sul terreno, nonché su terreni urbanizzati realizzati con idonei sistemi di protezione passiva (assenza di scantinati, difesa da tiranti idrici di riferimento...)
- allargamento delle sezioni senza innalzamento di arginature e con minima riduzione della scabrezza, ciò al fine di ridurre progressivamente la dipendenza della sicurezza idraulica del tratto di corso d'acqua dalle operazioni di sfalcio e manutenzione

- predisposizione di aree di espansione e dispositivi di laminazione delle piene collocati a monte, tali da impedire esondazioni in aree vulnerabili
- pulizia e regolarizzazione delle sezioni
- innalzamento di arginature.

10.3. Definizione delle convenzioni fra i soggetti gestori di opere idrauliche facenti parte del reticolo idrografico principale e l'Autorità idraulica inerenti il funzionamento e la manutenzione delle opere stesse (art. 11 comma 5)

Al fine di garantire la giusta ripartizione degli oneri per la manutenzione dei corsi d'acqua e un buon livello di funzionalità delle opere idrauliche realizzate sui medesimi, l'Autorità idraulica competente definisce con i soggetti concessionari di opere idrauliche sui corsi d'acqua apposite convenzioni ai sensi dell'art. 11 comma 5.

Le convenzioni inerenti il funzionamento e la manutenzione delle opere idrauliche prevedono:

- la tempistica e la modalità di esecuzione delle manutenzioni sulle opere
- le operazioni di gestione delle manovre idrauliche relative a paratoie e altri organi mobili
- la definizione del tratto di corso d'acqua per cui il soggetto concessionario è responsabile
- il tipo di manutenzioni da effettuare su tale tratto del corso d'acqua.

In linea generale, ogni opera idraulica è considerata influente su un tratto di corso d'acqua a monte e a valle non inferiore a 100 m. Lunghezze differenti del tratto di influenza potranno essere fissate dall'Autorità idraulica competente, sulla base degli studi idraulici disponibili, in relazione a fenomeni di rigurgito e interruzione del trasporto solido al fondo a monte, e di scavo ed altre alterazioni del corso d'acqua a valle.

Le operazioni di manutenzione su tale tratto che devono essere garantite dal soggetto concessionario sono, come minimo:

- mantenimento delle scabrezze a valori di progetto, mediante opportuno sfalcio e taglio della vegetazione da condursi in base a criteri e con tempistica stabiliti in convenzione
- mantenimento della piena officiosità dell'opera idraulica e dell'alveo mediante rimozione di detriti potenzialmente accumulati, ad esclusione dei sedimenti;
- rimozione dei sedimenti intercettati dall'opera idraulica e loro restituzione a valle dell'opera stessa, con esclusione di ogni rimozione di materiale dall'alveo ad eccezione di quanto autorizzato nei limiti di legge dall'Autorità idraulica competente, con riferimento anche all'art. 2 ter, comma 3 delle norme del piano di bacino – stralcio per il rischio idrogeologico.

Allegato 1: descrizione dei metodi di calcolo delle portate di progetto

Dati di pioggia per i metodi di trasformazione afflussi-deflussi

L'utilizzo dei metodi di trasformazione afflussi-deflussi richiede la definizione delle piogge di progetto.

Di regola, è sufficiente fare riferimento, per i dati idrologici necessari, alle informazioni provenienti dalle serie storiche del Servizio Idrografico sintetizzate nelle valutazioni di regionalizzazione del progetto VA.PI. del CNR, come sistematizzate da Franchini (2001). In quest'ultimo studio sono fornite mappe regionali della distribuzione dei parametri delle curve di possibilità climatica, espresse nella forma

$$h = a d^n \quad (0)$$

dove h = altezza di pioggia

d = durata di pioggia

a, n parametri dipendenti dal tempo di ritorno.

I coefficienti a ed n delle curve di possibilità climatica espresse nella forma sopra richiamata, per i tempi di ritorno ricorrenti (30, 50, 100, 200 e 500 anni), possono essere desunti dallo studio di regionalizzazione di Franchini, 2001, e sono riportati in allegato 2. Per tempi di ritorno diversi si può ricorrere alle metodiche generali riportate in Franchini, 2001.

In casi di particolare impegno, da valutarsi *ad hoc*, è consigliabile svolgere analisi idrologiche specifiche riferite a dati e calcoli locali.

Nella generalità dei casi, i dati idrologici sono disponibili presso l'Autorità di bacino, che ne cura la raccolta e sistematizzazione.

Informazioni sulle piogge regionalizzate sono riportate nel seguito. Si rinvia comunque alla documentazione originale, disponibile presso l'Autorità di bacino, per ogni approfondimento in merito.

Metodo di regionalizzazione (metodo regionale)

Il metodo regionale messo a punto nell'area di competenza dell'Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli è finalizzato alla stima della precipitazione di durata d (ore) e tempo di ritorno T , grandezza che costituisce uno dei dati di ingresso per l'applicazione dei modelli di trasformazione, ed alla valutazione delle portate al colmo di assegnato rischio.

Rimandando a [Franchini, 2001] per una disanima completa delle motivazioni teoriche che sono alla base delle metodologie regionali messe a punto per la stima della precipitazione $h_{a,T}$ di durata d ($d=1-24$ ore) e/o della portata al colmo Q_T di assegnato tempo di ritorno T , attese in una località o sezione idrografica di interesse nell'ambito del territorio di competenza dell'Autorità, è qui sufficiente ricordare che entrambi i modelli fanno riferimento al *metodo della grandezza indice*.

L'idea di base del metodo della grandezza indice consiste nell'individuare una *regione idrologicamente omogenea* nei riguardi della variabile idrologica di interesse, cioè una regione costituita da un insieme di siti caratterizzati da una distribuzione di probabilità degli eventi idrologici intensi che si può ritenere unica a meno di un fattore di scala, ed elaborare quindi unitamente l'insieme dei dati sperimentali rilevati. Se si indica con X la variabile rappresentativa dei massimi annui della grandezza idrologica considerata, avente probabilità di non superamento $F(x)$, ovvero assegnato tempo di ritorno $T = 1 / [1 - F(x)]$, l'analisi regionale permette di definire, in riferimento alla regione omogenea, la funzione di probabilità di non superamento $F(x')$ della variabile casuale $X' = X / \mu$, ottenuta adimensionalizzando la variabile originaria X rispetto ad una *grandezza indice* μ . La funzione $F(x')$, la sua inversa $x'(F)$ e l'equivalente legge $x'(T)$ vengono indicate con il termine di *curva di crescita*. Definita la curva di crescita $x'(T)$ ed una relazione che

permetta il calcolo della grandezza indice μ , la stima della variabile di assegnato tempo di ritorno risulta quindi esprimibile mediante il semplice prodotto:

$$x_T = x'(T) \cdot \mu \quad (1)$$

Il concetto di regionalizzazione consente in pratica di estendere la validità dell'equazione (1), valutata sull'insieme delle stazioni di misura considerate, a tutti i siti di interesse che appartengono all'area omogenea esaminata. Dal punto di vista operativo nell'analisi regionale basata sul metodo della grandezza indice si possono in sintesi distinguere due fasi fondamentali:

- l'individuazione, all'interno della regione di studio, di zone idrologicamente omogenee nei confronti della variabile di interesse, ognuna delle quali è caratterizzata da una propria curva di crescita i cui parametri sono opportunamente stimati;
- la definizione di relazioni che permettono di valutare la grandezza indice, solitamente espressa come funzione delle grandezze geomorfoclimatiche.

Per quanto attiene il primo punto nell'area di competenza dell'Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli, si sono in particolare individuate due zone, idrologicamente omogenee nei riguardi sia delle precipitazioni intense sia delle portate al colmo di piena, indicate rispettivamente come Zona Ovest e Zona Est. In ciascuna Zona per la definizione della curva di crescita di entrambe le variabili idrologiche di interesse si è fatto ricorso alla legge di distribuzione di probabilità a due componenti TCEV:

$$F(x') = \exp\left[-\lambda_1 \cdot \exp(-x' \cdot \eta) - \Lambda^* \cdot \lambda_1^{1/\Theta^*} \exp(-x' \cdot \eta / \Theta^*)\right] \quad (2.a)$$

dove si è posto:

$$\eta = [(\ln \lambda_1 + 0.577) - \sum_{j=1}^{\infty} \frac{(-1)^j \cdot \lambda_1^{*j}}{j!} \Gamma(j / \Theta^*)] \quad (2.b)$$

e m_x indica il valore atteso della variabile casuale X , $m_x = E[X]$. X' rappresenta la variabile ridotta adimensionale $X' = X / m_x$, mentre Λ^* , Θ^* , λ_1 sono i parametri della distribuzione TCEV, stimati su base regionale.

Per quanto attiene la Zona Ovest le elaborazioni [Franchini, 2001] hanno messo in evidenza che è possibile rappresentare il comportamento statistico delle piogge intense mediante tre distinte curve di crescita, valide rispettivamente per le piogge di durata $d = 1$ ora, $d = 3$ ore e $d \geq 6$ ore.

La Tabella 2 presenta le stime dei parametri λ_1^* , Θ^* , λ_1 e η necessari alla costruzione delle curve di crescita TCEV per le varie durate e le espressioni esplicite approssimate di tali curve, valide per $T > 5$ anni e che forniscono un errore comunque inferiore al 1% nell'intervallo $10 < T < 500$.

In Tabella 3 si riportano i valori dei fattori di crescita per i tempi di ritorno di interesse. Nell'ambito della stessa Zona il comportamento statistico delle portate al colmo è invece descrivibile mediante una distribuzione TCEV i cui parametri sono riportati in

Tabella 4, unitamente ad un'espressione esplicita della curva stessa, anch'essa valida per $T > 5$ anni e che fornisce un errore inferiore al 2% nell'intervallo $10 < T < 500$; la Tabella 5 presenta invece i valori dei fattori di crescita per i tempi di ritorno di interesse.

$\hat{\lambda}^*$	$\hat{\Theta}^*$	$\hat{\lambda}_1$	η	$X'(T)$	Note
0.520	1.577	17.55	4.075	$0.7462 + 0.3171 \cdot \ln T + 0.0044 \cdot \ln^2 T$	Valida per $d = 1$ ora
0.520	1.577	21.31	4.269	$0.7565 + 0.3023 \cdot \ln T + 0.0041 \cdot \ln^2 T$	Valida per $d = 3$ ore
0.520	1.577	34.49	4.751	$0.7811 + 0.2719 \cdot \ln T + 0.0037 \cdot \ln^2 T$	Valida per $d \geq 6$ ore e 1 g

Tabella 2 - Zona Ovest – Precipitazioni intense di durata d . Stime dei parametri delle curve di crescita regionali e loro espressione approssimata.

	$T=30$ anni	$T=50$ anni	$T=100$ anni	$T=200$ anni	$T=500$ anni
$d = 1$ ora	1.87	2.05	2.29	2.54	2.88
$d = 3$ ore	1.83	2.00	2.24	2.47	2.80
$d \geq 6$ ore e 1 g	1.75	1.90	2.11	2.33	2.61

Tabella 3 - Zona Ovest – Precipitazioni intense di durata d . Fattori di crescita per i tempi di ritorno di interesse.

$\hat{\lambda}^*$	$\hat{\Theta}^*$	$\hat{\lambda}_1$	η	$x'(T)$	Note
0.745	2.512	9.50	4.2171	$0.32977 + 0.61107 \cdot \ln T$	Valida per la sola Zona Ovest

Tabella 4 Zona Ovest – Portate al colmo. Stime dei parametri della curva di crescita regionale e sua espressione approssimata.

$T=30$ anni	$T=50$ anni	$T=100$ anni	$T=200$ anni	$T=500$ anni
2.38	2.69	3.10	3.51	4.06

Tabella 5 Zona Ovest – Portate al colmo. Fattori di crescita per i tempi di ritorno di interesse.

Per la Zona Est è risultato invece necessario individuare solo due distinte curve di crescita per rappresentare statisticamente le piogge intense, la prima valida per $d = 1 - 6$ ore, la seconda per $d \geq 12$ ore. La Tabella 6 presenta le stime dei parametri λ^* , Θ^* , λ_1 e η necessari alla costruzione delle curve di crescita TCEV per le varie durate e le espressioni esplicite approssimate di tali curve, valide per $T > 5$ anni e che forniscono un errore inferiore al 1% nell'intervallo $10 < T < 500$. In Tabella 7 si riportano i valori dei fattori di crescita per i tempi di ritorno di interesse.

La mancanza di un campione di dati sperimentali sufficiente ad un'elaborazione statistica ha reso

invece impossibile la determinazione diretta di una curva di crescita idonea a descrivere il comportamento statistico delle portate di piena generate nei bacini imbriferi ubicati nella Zona Est. Poiché la curva di crescita valida per la Zona Ovest non è utilizzabile per la caratterizzazione delle portate di piena in quanto tendenzialmente sotto-stimante⁵, la distribuzione di probabilità delle portate al colmo nella Zona Est è stata ricavata a partire da quella delle precipitazioni intense *seguendo la procedura* suggerita nell'ambito di un'indagine finalizzata alla stima delle portate di piena nel territorio della Regione Piemonte. Si sono così ottenuti i parametri riportati in Tabella 8, unitamente ad un'espressione esplicita della curva stessa, anch'essa valida per $T > 5$ anni e che fornisce un errore inferiore al 2% nell'intervallo $10 < T < 500$. La **Tabella 9** presenta invece i valori dei fattori di crescita per i tempi di ritorno di interesse esaminati nel seguito. Si noti che in una recente revisione dello studio sviluppato per conto della Regione Piemonte il Prof. Paolo Villani, [2002], estensore dell'analisi, ha suggerito una parziale modifica delle relazioni già utilizzate per il calcolo dei parametri della distribuzione TCEV; implementando tali modifiche e facendo riferimento ai parametri TCEV che caratterizzano la distribuzione probabilistica delle piogge intense di durata $d \leq 6$ ore, di maggior interesse nell'ambito di questo specifico studio incentrato sui bacini di dimensione medio-piccola, si ottengono i parametri identificativi della curva di crescita riportati in **Tabella 10**, unitamente all'espressione esplicita della curva stessa, anch'essa valida per $T > 5$ anni e che fornisce un errore inferiore al 2% nell'intervallo $10 < T < 500$; la **Tabella 11** presenta invece i corrispondenti valori dei fattori di crescita per i tempi di ritorno di interesse esaminati.

Il confronto tra le tabelle evidenzia differenze contenute per tempi di ritorno $T \leq 100$ anni, nell'ambito del 10%, con valori più elevati solo per tempi di ritorno superiori e comunque sempre entro il 15%. La mancanza di rilievi sperimentali diretti rende purtroppo impossibile anche con riferimento alla nuova curva di crescita effettuare un riscontro dell'effettiva attendibilità dei parametri e dei corrispondenti fattori di crescita.

Per questo motivo si è ritenuto opportuno mantenere come valide le elaborazioni già sviluppate, [Franchini, 2001], per le due sezioni idrografiche del Rubicone a Savignano e del Pisciatello a Calisese, sia perché i fattori di crescita per le due sezioni erano ottenuti come media pesata con quelli relativi alla Zona Ovest, operazione che riduce l'effetto delle variazioni precedenti, sia perché le maggiori portate al colmo precedentemente ottenute rimangono comunque a favore di sicurezza.

$\hat{\lambda}^*$	$\hat{\Theta}^*$	$\hat{\lambda}_1$	η	$x'(T)$	Note
0.282	2.361	22.28	4.2295	$0.4520 + 0.4112 \cdot \ln T + 0.0127 \cdot \ln^2 T$	Valida per $d = 1-6$ ore
0.282	2.361	29.87	4.5224	$0.4686 + 0.4051 \cdot \ln T + 0.0088 \cdot \ln^2 T$	Valida per $d \geq 6$ ore e 1 g

Tabella 6 - Zona Est – Precipitazioni intense di durata d. Stime dei parametri delle curve di crescita regionali e loro espressione approssimata.

⁵ Lo studio delle precipitazioni massime annue mostra che la curva di crescita per la Zona Est produce, a parità di tempo di ritorno, valori del fattore di crescita superiori a quelli ottenibili nella Zona Ovest. Pertanto, pur ammettendo che la differenza tra le curve di crescita si attenui passando dalle precipitazioni alle portate al colmo per l'effetto di modulazione che il bacino idrografico, nel suo complesso, esercita nei confronti del processo di trasformazione piogge-deflussi, appare ragionevole aspettarsi nella Zona Est fattori di crescita relativi alle portate al colmo tendenzialmente più alti di quelli attribuiti alla Zona Ovest.

	<i>T=30 anni</i>	<i>T=50 anni</i>	<i>T=100 anni</i>	<i>T=200 anni</i>	<i>T=500 anni</i>
<i>d = 1-6 ore</i>	2.00	2.25	2.62	2.99	3.50
<i>d ≥ 12 ore e 1 g</i>	1.94	2.17	2.51	2.86	3.34

Tabella 7 - Zona Est – Precipitazioni intense di durata *d*. Fattori di crescita per i tempi di ritorno di interesse.

$\hat{\lambda}^*$	$\hat{\theta}^*$	$\hat{\lambda}_1$	η	$x'(T)$	Note
0.202	4.155	8.06	3.3893	$-0.56293+0.88701 \cdot \ln T+0.03536 \cdot \ln^2 T$	Valida per la sola Zona Est

Tabella 8 - Zona Est – Portate al colmo. Stime dei parametri della curva di crescita regionale proposte in [Franchini, 2001] e sua espressione approssimata.

<i>T=30 anni</i>	<i>T=50 anni</i>	<i>T=100 anni</i>	<i>T=200 anni</i>	<i>T=500 anni</i>
2.82	3.44	4.29	5.15	6.27

Tabella 9- Zona Est – Portate al colmo. Fattori di crescita per i tempi di ritorno di interesse proposti in [Franchini, 2001].

$\hat{\lambda}^*$	$\hat{\theta}^*$	$\hat{\lambda}_1$	η	$x'(T)$	Note
0.449	4.165	12.60	4.6385	$-0.24568+0.92149 \cdot \ln T-0.00192 \cdot \ln^2 T$	Valida per la sola Zona Est

Tabella 10- Zona Est – Portate al colmo. Stime dei parametri della curva di crescita regionale risultante dalle modifiche suggerite da [Villani, 2002] e sua espressione approssimata.

<i>T=30 anni</i>	<i>T=50 anni</i>	<i>T=100 anni</i>	<i>T=200 anni</i>	<i>T=500 anni</i>
2.86	3.33	3.96	4.59	5.41

Tabella 11- Zona Est – Portate al colmo. Fattori di crescita per i tempi di ritorno di interesse relativi alla curva di crescita ricavata in base alle modifiche suggerite da [Villani, 2002].

Per bacini imbriferi che presentano una percentuale significativa di superficie che ricade geograficamente in ciascuna delle due Zone si suggerisce infine di ottenere i fattori di crescita della variabile idrologica di interesse (precipitazione $h_{d,T}$ di durata d e portata al colmo Q_T), come media pesata di quelli relativi rispettivamente alla Zona Ovest ed alla Zona Est, con pesi rappresentati dalla percentuale di superficie imbrifera appartenente all'una ed all'altra zona.

Per quanto attiene invece la grandezza indice μ questa è rappresentata dalla media dei valori massimi annuali, se sono disponibili dati sperimentali in numero sufficiente (in generale un campione $N \geq 8-10$ anni è sufficiente per ottenere un'adeguata attendibilità della stima). Per poter estendere il campo di applicazione dei risultati dell'analisi regionale anche a siti non strumentati la

grandezza indice è quindi legata ai parametri geomorfoclimatici rappresentativi del bacino idrografico mediante relazioni valide sull'intera regione in esame. In particolare per il territorio di competenza dell'Autorità di Bacino si suggerisce di calcolare la portata indice nella generica sezione di interesse come media dei valori ottenuti dall'applicazione di due formulazioni. La prima è la formula multiregressiva:

$$\hat{m}_Q = 0.000036 \cdot A_{imp}^{1.4002} \cdot m_I^{3.2794} \cdot Tc^{-1.3793} \quad (3a)$$

dove A_{imp} è l'area sottesa classificata come impermeabile secondo le indicazioni del S.I.M.N. (km^2), m_I è la pioggia indice di durata 1 ora valutata nel baricentro del bacino (mm) e Tc è il tempo di corrivazione calcolato mediante la formula di Giandotti (ore). La pioggia indice m_I può essere in particolare calcolata come media pesata delle precipitazioni indice puntuali alle stazioni di misura afferenti il bacino considerato, con pesi ottenuti mediante costruzione dei poligoni di Thiessen, o letta direttamente dalle mappe fornite nell'ambito del precedente rapporto.

La seconda modalità di stima della grandezza indice fa direttamente riferimento al modello razionale:

$$\hat{m}_Q = \psi \cdot A \cdot m_I' \cdot Tc^{n'-1} \quad (3b)$$

dove ψ rappresenta il coefficiente di deflusso, A la superficie del bacino (km^2), m_I' la pioggia indice areale di durata 1 ora (mm) ed n' l'esponente della curva di possibilità climatica valutata a livello areale. Per la stima di ψ si consiglia l'espressione:

$$\psi = 0.610 \cdot (A_{rid} / A)^{1.366} \quad (3c)$$

dove A_{rid} / A rappresenta la percentuale di superficie del bacino caratterizzata da permeabilità superficiale medio-bassa. La stima di m_I' è invece ottenuta dal valore indice m_I valutato nel baricentro del bacino moltiplicato per il fattore di riduzione areale $ARF(d,A)$, espresso tramite la formula:

$$ARF(d,A) = 1 - (1 - \exp(-0.01298 \cdot A)) \cdot (\exp(-0.6786 \cdot d^{0.332})) \quad (3d)$$

dove A è espresso in km^2 e d in ore. L'esponente n' può infine essere stimato mediante l'equazione:

$$n' = [\ln(ARF(24,A) \cdot m_{24}) - \ln(ARF(1,A) \cdot m_I)] / \ln(24) \quad (3e)$$

dove m_{24} esprime la pioggia indice di durata 24 ore valutata in maniera analoga alla m_I .

Il calcolo della portata indice nell'ambito del *Metodo Regionale* mediante la formula regressiva deve essere sviluppato, in mancanza di un più attento riscontro con l'informazione disponibile relativamente alle sezioni idrometrografiche S.I.M.N., utilizzando una superficie impermeabile A_{imp} non inferiore al 98% dell'area totale A . Per quanto riguarda invece la stima della portata indice mediante la formulazione razionale, occorre verificare che la percentuale di area a ridotta permeabilità A_{rid} utilizzata per il calcolo del coefficiente di deflusso ψ non risulti inferiore al 90%, utilizzando in caso contrario tale valore percentuale. Stante le caratteristiche di sostanziale impermeabilità dei bacini idrografici di competenza dell'Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli la valutazione di un'area ad alta permeabilità in una percentuale superiore al 10% è probabilmente da ascrivere più ad una non corretta classificazione del territorio nelle tre classi di permeabilità considerate che non ad una realistica caratterizzazione della superficie idrografica in esame.

I parametri di tipo morfometrico e idrologico richiesti per l'applicazione del metodo regionale possono essere ricavati dalle mappe tematiche riportate in allegato 3. Tali mappe non rappresentano necessariamente la fonte di informazioni più accurata o dettagliata per ciascun elemento di analisi singolarmente (ad es., il modello digitale del terreno è molto grossolano; la mappa delle aree a ridotta permeabilità è da considerarsi superata dalle più recenti acquisizioni); tuttavia, è importante riferirsi a tale fonte informativa per omogeneità rispetto alle elaborazioni statistiche sviluppate.

Metodo razionale

Il modello razionale ipotizza una pioggia costante nel tempo ed uniforme nello spazio, avente un'altezza h'_{Tc} (mm) ed una durata pari al tempo di corrivazione Tc (ore) del bacino. Si suppone inoltre che a tale precipitazione consegue un idrogramma triangolare con base dell'idrogramma pari a $2 \cdot Tc$. La portata al colmo Q del suddetto idrogramma vale di conseguenza:

$$Q = \frac{\varphi \cdot h'_{Tc} \cdot A}{3.6 \cdot Tc} \quad (4)$$

in cui A è l'area del bacino in km^2 e φ il coefficiente di deflusso, che stabilisce la quota di afflusso meteorico efficace ai fini del deflusso superficiale.

Per l'applicazione del metodo cinematico è necessario specificare l'intensità di pioggia di assegnato tempo di ritorno con durata pari al tempo di corrivazione del bacino.

Tale intensità può essere valutata a partire dalla curva di possibilità pluviometrica da stimare in relazione al sito cui la verifica si riferisce.

Per aree del bacino di dimensione sufficientemente elevata, ad esempio superiore ai 30 km^2 , è opportuno moltiplicare il parametro φ per un coefficiente di ragguaglio areale delle piogge intense, per evitare stime troppo cautelative delle variabili di progetto. Infatti, le curve di possibilità climatica hanno un significato puntuale, mentre è da tenere in adeguata considerazione il fatto che sull'intero bacino non è realistico il verificarsi della stessa intensità di precipitazione, e piuttosto si osserverà un "centro di scroscio" e un'attenuazione sincronica dell'intensità di pioggia sulle altre parti del bacino.

Esistono diversi metodi di ragguaglio delle piogge all'area. Ai fini delle valutazioni sui bacini romagnoli si consiglia di fare riferimento al coefficiente ARF (A, d) riportato in precedenza.

Per durate di pioggia inferiori all'ora (quelle che frequentemente mettono in crisi i piccoli bacini) occorre considerare che la relazione intensità/durata della pioggia può variare sensibilmente.

Da osservazioni su diversi bacini del mondo, risulta che per piogge inferiori all'ora sussista una certa regolarità nella relazione fra le durate e la percentuale della pioggia oraria da considerare critica per la tali durate (Paoletti, 1996). In particolare, si è riscontrato come la pioggia caduta nei 5', 15' e 30' fosse rispettivamente il 30, il 60 e il 75% della pioggia oraria, il che equivale, per $t < 1$ ora, a supporre $n=0.48$.

La determinazione dei coefficienti di deflusso è di fondamentale importanza e si può svolgere secondo diversi approcci. Si può avere una prima valutazione approssimativa dei coefficienti di deflusso da indicazioni di letteratura.

Ad esempio G. Benini ("*Sistemazioni idraulico forestali*" – UTET, Torino, 1990) suggerisce i seguenti valori, peraltro non sempre sufficientemente cautelativi e da applicare per bacini collinari e montani:

		Tipo di suolo		
		Terreno leggero	Terreno di medio impasto	Terreno compatto
Vegetazione e pendenza				
Boschi	< 10 %	0,13	0,18	0,25
	> 10 %	0,16	0,21	0,36
Pascoli	< 10 %	0,16	0,16	0,22
	> 10 %	0,22	0,42	0,62
Colture agrarie	< 10 %	0,40	0,60	0,70
	> 10 %	0,52	0,72	0,82

Tabella 12

mentre Paoletti (“Sistemi di fognatura e di drenaggio urbano” - CUSL, Milano, 1996) riporta indicazioni di letteratura, per bacini di tipo urbano, che suggeriscono di stimare il coefficiente di deflusso come media pesata dei coefficienti di area impermeabilizzata e permeabile, secondo la formula:

$$\phi = I \cdot \phi_I + P \cdot \phi_P \quad (5)$$

essendo I e P le percentuali di area impermeabilizzata e permeabile rispettivamente.

I valori dei coefficienti da impiegare secondo la fonte citata sono:

Tempo di ritorno	ϕ_I	ϕ_P
<2 anni	0,7	0-0,1
2-10 anni	0,8	0,05-0,15
Oltre 10 anni	0,9	0,1-0,2
Tempi di ritorno particolarmente elevati	0,95	0,25-0,5

Tabella 13

In generale, i coefficienti di deflusso sono un elemento altamente soggettivo e dipendente dalle scelte fatte dal progettista, anche se esistono riscontri sperimentali che individuano il range dei valori plausibili. La rilevanza dei coefficienti di deflusso ai fini della stima delle portate richiama l’attenzione sul fatto che occorre una valutazione esperta caso per caso. In assenza di indicazioni specifiche, è opportuno adottare coefficienti di deflusso comunque non inferiori a 0,7.

Il tempo di corrivazione (o di concentrazione) è definito come il “tempo necessario ad una particella di acqua per raggiungere la sezione di chiusura del bacino lungo il percorso idraulicamente più lungo”; nel metodo cinematico tale tempo è indipendente dalla forma del bacino e della sua rete drenante: quindi, più che grandezza fisica, esso ha un significato modellistico di parametro di taratura.

Per i bacini di montagna e collina, oltre alla formula di Giandotti che rappresenta quella più accreditata e consigliabile e che si scrive:

$$t_c = (4 A^{0.5} + 1.5 L) / (0.8 (H_m - H_0)^{0.5})$$

dove t_c è espresso in ore, L (km) e A (kmq) sono la lunghezza dell’asta principale (stimabile come lunghezza massima del deflusso nel bacino) e l’area del bacino, H_m e H_0 (m) sono la quota media e la quota della sezione di chiusura del bacino rispettivamente, si possono adottare anche le seguenti formule:

a) Pezzoli :

$$t_c = 0,055 \frac{L}{i^{0,5}} \quad (6)$$

con:

L : lunghezza dell'asta principale estesa fino allo spartiacque (km);

A : estensione bacino idrografico (kmq);

i : pendenza media dell'asta principale.

b) Merlo (tarato su bacini montani fra 30 e 170 Km²)

$$t_c = 0.396 \frac{L}{\sqrt{i_m}} \left(\frac{A\sqrt{i}}{L^2 \sqrt{i_m}} \right) \quad (7)$$

con:

tc espresso in ore;

L : lunghezza dell'asta principale estesa fino allo spartiacque (km);

A : estensione bacino idrografico (kmq);

i : pendenza media dell'asta principale;

i_m : pendenza media del bacino.

Se la pendenza è variabile si definisce una pendenza media come:

$$\sqrt{i} = \frac{L_{tot}}{\sum \frac{L_j}{\sqrt{i_j}}}$$

ove:

L_{tot} : lunghezza totale del canale;

L_j : lunghezza del j-esimo tronco del canale, a pendenza omogenea i_j.

c) U.S. Soil Conservation Service (si osservi che in questo caso si tratta propriamente di un "tempo di ritardo" che è legato al tempo di corrvazione come discusso in Franchini, 2002)

$$t_c = 0.59 \frac{L^{0.8}}{i^{0.5}} (S + 25.4)^{0.7} \quad (8)$$

tc espresso in ore;

S : ritenzione potenziale calcolata con l'indice CN-SCS, espressa in mm;

L : lunghezza dell'asta principale estesa fino allo spartiacque (km);

i : pendenza media dell'asta principale.

Per i bacini di pianura e di bassa collina (H_m < 100 mt.) si possono adottare le seguenti formule:

a) Pasini valido per terreni a sensibile pendenza (calibrato nel comprensorio della bonifica Renano-parmigiana-Moglia)

$$tc = 24 \cdot 0.045 \cdot \sqrt[3]{AL} / \sqrt{i \cdot 100}$$

con:

tc espresso in giorni;

L : lunghezza dell'asta principale estesa fino allo spartiacque (km);

A : estensione bacino idrografico (kmq);

i : pendenza media dell'asta principale.

Nel territorio del Consorzio di Bonifica Savio e Rubicone, è ragionevolmente cautelativo ridurre il tempo di corrivazione così calcolato all'80 % per tenere conto delle caratteristiche di maggiore acclività del territorio.

b) Ongaro (tarato su terreni di bonifica del basso Piave)

$$t_c = 0.18 \sqrt[3]{AL}$$

tc espresso in giorni;

L : lunghezza dell'asta principale estesa fino allo spartiacque (km);

A : estensione bacino idrografico (kmq);

i : pendenza media dell'asta principale.

c) Kirpich (valido per bacini "piccoli" anche in aree collinari e montane)

$$t_c = 0.95 \frac{L^{1.135}}{d^{0.385}}$$

tc espresso in ore;

L : lunghezza dell'asta principale estesa fino allo spartiacque (km);

A : estensione bacino idrografico (kmq);

d : dislivello tra il punto di spartiacque e quello terminale del corso d'acqua, espresso in metri.

d) Turazza-Ventura:

$$t_c = 7.56 A^{0.5}$$

tc espresso in ore

A : estensione bacino idrografico (kmq)

La stima del tempo di corrivazione di un bacino è comunque piuttosto critica. Infatti, il metodo razionale calcola l'intensità di pioggia in dipendenza fortemente non lineare dal tempo di corrivazione, e di conseguenza scostamenti anche modesti su questo parametro si riflettono in variazioni sensibili sulle portate.

Vale pertanto quanto detto circa il coefficiente di deflusso, e cioè che è richiesta caso per caso una valutazione esperta del parametro. In assenza di indicazioni specifiche, e per i casi di ordinario impegno, è preferibile procedere ad una valutazione convenzionale con il metodo di tipo probabilistico già richiamato e di seguito esposto.

Diversamente, è fortemente consigliabile calcolare il tc con tutte le formule proposte ed orientarsi verso il valore più realistico, motivando le scelte in funzione della scabrezza dell'alveo e della permeabilità dei suoli del bacino specie nella parte apicale dello stesso; ulteriore verifica potrebbe essere quella di confrontare il tc calcolato tramite le formule sopraddette, con il tempo di ritardo τ ottenuto come rapporto fra la lunghezza del massimo percorso idraulico seguito dal deflusso ed una velocità di riferimento (ad es. da 1 m/sec a 1,5 m/sec, con i valori maggiori per aree più acclivi).

Metodo razionale con coefficiente di deflusso in forma "probabilistica"

Si tratta di una formulazione innovativa del metodo razionale standard, che consente di considerare il coefficiente di deflusso come variabile aleatoria.

Nella prassi corrente la (10) è applicata ipotizzando che la portata Q e la precipitazione h_{Tc} abbiano la stessa distribuzione di probabilità, ossia che il tempo di ritorno T di h_{Tc} e della stima di Q ottenuta coincidano. Implicitamente ciò equivale ad ammettere che gli altri parametri che compaiono nella

formula razionale siano da considerare come delle costanti e come tali da valutare in base alle caratteristiche geomorfologiche del bacino. Negli ultimi decenni molti ricercatori hanno tuttavia messo in evidenza, anche in base ai dati registrati in bacini sperimentali, la fondamentale scorrettezza dell'ipotesi di iso-frequenza pioggia-portata, attribuendola in particolare alla variabilità del coefficiente di deflusso.

Altri autori propongono di dedurre dalla (10) l'espressione del coefficiente φ introducendo nella stessa le distribuzioni di frequenza dei massimi annuali delle portate al colmo, Q_T , e dei massimi annuali delle piogge areali di durata T_c , $h'_{T_c,T}$, che si abbattano sul bacino:

$$\varphi = \frac{3.6 \cdot T_c \cdot x'_Q(T) \cdot \mu_Q}{A \cdot x'_p(T_c, T) \cdot \mu_p} \quad (11)$$

Nella (11) $x'_p(T_c, T)$ e $x'_Q(T)$ rappresentano le relazioni inverse delle leggi di distribuzione delle due variabili idrologiche, portata al colmo Q e precipitazione di durata T_c , già indicate nella (1) con il termine "fattori di crescita", adimensionalizzate rispetto alla propria media μ_Q e μ_p , variabili corrispondenti alle "grandezze indice" come descritte in precedenza. Introducendo il *fattore di frequenza* $K_\varphi(T_c, T)$, pari al rapporto $x'_Q(T)/x'_p(T_c, T)$, funzione del tipo di legge probabilistica prescelta per caratterizzare sia le portate al colmo sia le piogge di durata T_c la (11) si può scrivere come:

$$\varphi = \frac{3.6 \cdot T_c \cdot \mu_Q}{A \cdot \mu_p} \cdot K_\varphi(T_c, T) \quad (12)$$

Ponendo ancora

$$\psi = \frac{3.6 \cdot T_c \cdot \mu_Q}{A \cdot \mu_p} \quad (13)$$

la (12) diventa il prodotto di due fattori:

$$\varphi = \psi \cdot K_\varphi(T_c, T) \quad (14)$$

Il fattore ψ , del tutto analogo al coefficiente di afflusso utilizzato per il calcolo della portata indice e nel seguito denominato *coefficiente medio di afflusso*, è un fattore di scala legato ai valori medi delle variabili idrologiche e che sintetizza tutte le caratteristiche (permeabilità dei suoli, stato della copertura vegetale, contenuto idrico iniziale, etc.) che condizionano il meccanismo di trasformazione afflussi-deflussi. Il fattore di frequenza $K_\varphi(T_c, T)$ dipende invece dalle distribuzioni di probabilità che caratterizzano nell'area di interesse sia le portate al colmo sia le precipitazioni intense. Si noti infine che il coefficiente φ perde nell'impostazione sopra descritta il significato classico di coefficiente di afflusso, ovvero percentuale del volume piovuto che affluisce in rete come deflusso superficiale, in quanto viene a rappresentare più in generale il coefficiente che permette di convertire una precipitazione di durata T_c e tempo di ritorno T in una portata al colmo di pari probabilità di accadimento. Sostituendo la (14) nella (10) si ottiene infine l'espressione della formula razionale corretta in termini probabilistici:

$$Q_T = \psi \cdot K_\varphi(T_c, T) \cdot \frac{h'_{T_c, T} \cdot A}{3.6 \cdot T_c} \quad (15)$$

la cui utilizzazione per la stima indiretta di Q_T necessita di un criterio di valutazione sia di ψ sia di $K_\varphi(T_c, T)$, e dove $h'_{T_c, T}$ esprime la stima della pioggia di durata pari al tempo di corrivazione T_c , di tempo di ritorno T , ragguagliata al bacino sotteso dalla sezione di interesse.

Tale approccio, se condotto a valle di indagini regionali finalizzate alla definizione della legge di distribuzione di probabilità delle variabili idrologiche in gioco, consente di utilizzare in maniera

esaustiva l'intera informazione idrologica disponibile nell'area di studio ed è in grado di produrre stime di Q_T accurate e robuste, che ben si comparano a quelle ottenute tramite l'analisi statistica diretta di serie sperimentali di elevata numerosità.

In fase di applicazione della formula razionale in termini probabilistici occorre quindi stimare il *fattore di frequenza* $K_\phi(Tc, T)$. Questo è stato fatto per i bacini romagnoli da Franchini, 2002, cui si rinvia per ogni approfondimento.

Il *fattore di frequenza* $K_\phi(d, T)$ da utilizzare per l'applicazione del *Metodo Razionale* può essere calcolato dalla tabella sottostante o all'espressione approssimante esposta.

Tempo di ritorno	$K_\phi(T)$ medio
T = 10 anni	1.23
T = 20 anni	1.33
T = 30 anni	1.38
T = 50 anni	1.42
T = 100 anni	1.47
T = 200 anni	1.50
T = 500 anni	1.52
Espressione approssimante: $K_\phi(T) = 0.793 + 0.237 \cdot \ln(T) - 0.019 \cdot \ln^2(T)$	

Tabella 14

Il valore del *coefficiente medio di afflusso* ψ che particolarizza l'applicazione del *Metodo Razionale* per la specifica sezione idrografica in esame può essere stimato con sufficiente attendibilità facendo riferimento al valore del parametro CN medio di bacino risultante dall'esame delle caratteristiche pedologiche e di uso del suolo (in perfetta analogia a quanto effettuato nell'ambito del *Metodo S.C.S.*). Per valori del parametro CN compresi tra 70 e 80, intervallo nel cui ambito ricade la gran parte dei valori di CN medio per i bacini imbriferi esaminati, a conferma della sostanziale omogeneità del territorio esaminato nei confronti della capacità di assorbimento delle precipitazioni contiene, l'analisi effettuata porta a suggerire l'adozione di un valore del coefficiente ψ pari a 0.54. Qualora il valore del CN medio di bacino (ovvero CN_{II}) risulti minore di 70, parametro indicativo di una maggior capacità di assorbimento della precipitazione dell'unità idrografica in esame, o viceversa maggiore di 80, stima che caratterizza bacini imbriferi contraddistinti da una minor capacità di ritenzione della sollecitazione meteorica, si suggerisce invece una variazione del coefficiente ψ secondo lo schema di Tabella 15:

CN_{II} medio di bacino	<i>coefficiente medio di afflusso</i> ψ
$CN_{II} < 70$	0.50
$70 \leq CN_{II} \leq 80$	0.54
$CN_{II} > 80$	0.58

Tabella 15

Confronto fra il metodo razionale e il metodo regionale nei bacini collinari e montani

Franchini (2002) ha eseguito una serie di verifiche numeriche sull'applicazione dei diversi metodi di stima delle portate di progetto per bacini collinari e montani. Di esse si riporta qui una sintesi rinviando al documento originale per ogni approfondimento.

Il *Metodo Regionale* ed il *Metodo Razionale* nella formulazione probabilistica conducono a stime di Q_T sostanzialmente equivalenti, se l'attenzione è focalizzata ai bacini imbriferi con superficie sottesa maggiore di 50 km^2 .

Per le sezioni idrografiche esaminate con $\text{area} > 50 \text{ km}^2$, la differenza di stima ottenuta con i due metodi risulta infatti mediamente del 2%, indipendentemente dal tempo di ritorno T esaminato.

Dal punto di vista operativo può pertanto essere conveniente e raccomandabile effettuare la stima di Q_T mediante entrambe le metodologie, ed assumere quindi come valore finale di stima la media dei due valori.

Qualora le due stime presentassero una rilevante differenza percentuale sarebbe peraltro opportuno provvedere ad una attenta disamina dei dati geomorfoclimatici utilizzati, per verificare la presenza di eventuali errori nei dati stessi o nello sviluppo dei passi di calcolo.

Se l'attenzione è invece incentrata su sezioni idrografiche che sottendono bacini imbriferi con $\text{area } A \leq 50 \text{ km}^2$ il *Metodo Razionale* appare la metodologia preferibile e consigliabile in quanto, pur nell'ambito di una formulazione estremamente semplice e compatta, assicura stime di Q_T che appaiono robuste e sufficientemente cautelative.

Per i piccoli bacini il *Metodo Regionale* costituisce comunque un utile termine di confronto *ma il suo utilizzo come unica metodologia di stima* deve essere preferibilmente evitato; l'applicazione alle sezioni esaminate caratterizzate da una superficie $A \leq 50 \text{ km}^2$ ha infatti evidenziato una non trascurabile sottostima della portata Q_T ottenuta mediante il *Metodo Regionale* rispetto a quella prodotta dal *Metodo Razionale*, sottostima quantificabile mediamente nel 30%.

L'analisi ha evidenziato peraltro che la principale motivazione di tale sottostima è da ricercare nella limitata attendibilità della formula regressiva utilizzata per il calcolo della portata indice; ne consegue che il *Metodo Regionale* può rappresentare un'alternativa operativamente valida per la stima di Q_T anche per i piccoli bacini solo qualora si disponga di un'informazione sperimentale sufficiente per la stima della portata indice. In tal caso i due metodi è prevedibile conducano a stime di Q_T assolutamente equivalenti.

È da tenere presente che per i bacini di medio-grandi dimensioni (sopra i 50 km^2) il metodo razionale fornisce risultati mediamente più conservativi, ma comunque assolutamente confrontabili, con il metodo di regionalizzazione. Questo indica la sostanziale applicabilità del metodo razionale a tali contesti, adottando però i coefficienti di deflusso legati alla formulazione probabilistica che sono sensibilmente più alti di quelli usualmente riportati in letteratura.

Per piccoli bacini i coefficienti di deflusso ottenuti con il metodo razionale probabilistico sono decisamente cautelativi rispetto alle ordinarie indicazioni di letteratura, e pertanto il metodo razionale probabilistico è da vedere nel caso di piccoli bacini come una sorta di "criterio estremante".

Alla luce di queste proprietà del metodo, si suggerisce in definitiva di utilizzare per i bacini collinari e montani sempre il metodo razionale nella versione probabilistica e di operare riduzioni delle portate di progetto così ottenute, solo nei casi in cui ciò sia effettivamente opportuno sulla base di considerazioni tecnico-economiche, previa valutazione accurata delle caratteristiche del bacino sotteso e sviluppo di un calcolo "esperto".

Metodo dell'invaso

Si tratta di un metodo storicamente molto usato nei comprensori di bonifica e nel dimensionamento delle fognature urbane, e di grande valore concettuale, che può essere utilizzato come ulteriore verifica nei bacini di pianura o collinari a bassa pendenza. In generale, è un metodo di difficile applicazione in quanto fortemente sensibile al valore del volume specifico d'invaso, la cui stima è sempre molto difficile. Su tale metodo si basa la procedura di calcolo dei volumi richiesti per l'invarianza idraulica come specificato dall'art. 9 delle norme del piano stralcio per il rischio idrogeologico.

Secondo il metodo dell'invaso, il coefficiente udometrico (portata per unità di superficie del bacino contribuente) è dato da:

$$u = (26\alpha + 66)n \frac{(\varphi * a)^{1/n}}{w^{n-1}}$$

dove:

u : Coefficiente udometrico in l/sec hm²;

α : Coefficiente della scala di deflusso per la sezione;

a, n : Coefficienti della linea segnalatrice di progetto;

φ : Coefficiente di deflusso relativo all'area totale afferente;

w : Volume specifico di invaso totale = W / S (mc/mq).

La valutazione di w presenta notevoli incertezze e condiziona particolarmente il calcolo del coefficiente udometrico: variazioni relative modeste di w possono produrre variazioni notevoli di u .

Se il bacino presenta un reticolo W si può calcolare come:

$$W = w_0 * S + \sum_{i=1}^{l-1} W_i$$

w_0 : volume dei piccoli invasi: velo idrico presente sulle superfici scolanti, nelle depressioni superficiali e nella rete minuta non descritta esplicitamente dal modello; tale parametro è da valutarsi per le bonifiche tra 70 e 150 mc/ha, mentre per le fognature è da assumersi in 50 mc/ha nel caso di superfici agricole, e in 15 mc/ha nel caso di superfici urbane impermeabilizzate.

W_i : volume invasato nel collettore i -esimo a monte dell'invaso (speditivamente stimabile pari all'80 % del volume del collettore).

Il metodo assume tre importanti condizioni limitative relative al moto dell'acqua nei collettori: si ipotizza infatti che esso sia uniforme, sincrono (raggiungimento contemporaneo del massimo volume invasato da parte di tutti i collettori) e autonomo (si trascurano i fenomeni di rigurgito provocati dai collettori da valle).

Per la forte sensibilità a variazioni anche modeste di parametri peraltro affetti da notevole incertezza, il metodo è oggi da ritenere sconsigliabile in sede di verifica e da utilizzare per lo più in sede di progetto. In ogni caso, è opportuno associare alla stima il metodo dell'invaso almeno quella con il metodo cinematico, e riferirsi agli accorgimenti per la scelta dei parametri derivanti da recenti tarature del modello e riportati, in particolare, nel Manuale di progettazione – Sistemi di fognatura e di drenaggio urbano (CSDU, 1998), cui si rinvia in generale per una discussione estesa del metodo e delle sue limitazioni.

Metodo proposto dal Soil Conservation Service (metodo CN -SCS).

Questo metodo, messo a punto dal Dipartimento dell'Agricoltura degli Stati Uniti [Soil Conservation Service, S.C.S.], nel 1972, è una procedura con ampia diffusione in ambiente americano e che consente la ricostruzione delle piene in bacini idrografici di superficie medio piccola, in genere non superiore a 20-30 km². Il metodo, noto anche come metodo "del numero di

curva” dalla denominazione inglese di *Curve Number*, terminologia che deriva dal simbolo usato per la sua parametrizzazione, consente sia la determinazione del volume della piena e della sua portata al colmo sia, qualora di interesse, la completa ricostruzione dell’idrogramma.

Il metodo assume che nell’evento di piena il volume specifico del deflusso superficiale, P_n , sia proporzionale a quello precipitato, I , depurato dell’assorbimento iniziale, I_a , in ragione del rapporto tra il volume specifico infiltrato, F , ed un volume specifico, S , che caratterizza la massima ritenzione idrica potenziale del terreno. Nell’ipotesi che:

$$\frac{F}{S} = \frac{P_n}{I - I_a} \quad (5a)$$

il bilancio di massa

$$F = I - I_a - P_n \quad (5b)$$

consente di ottenere

$$P_n = \frac{(I - I_a)^2}{I - I_a + S} \quad (5c)$$

che porge la stima del volume specifico di ruscellamento in funzione di quello di pioggia I e di due parametri caratteristici del bacino, la capacità di assorbimento iniziale, I_a , e la massima ritenzione potenziale, S . Assegnato lo stato iniziale di imbibimento del bacino al verificarsi del nubifragio, la massima ritenzione potenziale S dipende fundamentalmente dalla combinazione di due fattori, la natura del terreno e l’uso del suolo. L’effetto combinato di questi due fattori viene rappresentato globalmente dal parametro adimensionale CN , legato ad S dalla relazione:

$$S = 25.4 \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (6)$$

dove $0 < CN < 100$ con S espresso in mm.

In definitiva il metodo CN risulta caratterizzato dai due parametri I_a e S , ovvero CN . Il termine di assorbimento iniziale I_a , che rappresenta il volume specifico di pioggia sottratto a priori al bilancio in esame, descrive in modo globale un insieme di processi diversi (l’intercettazione da parte della vegetazione, l’accumulo nelle depressioni superficiali, etc.) e non è facilmente valutabile. Esso risulta inoltre di difficile taratura dovendo tenere conto di fattori climatici, geopedologici ed antropici assai complessi. Poiché i dati sperimentali indicano come I_a risulti sempre discretamente correlato con la massima ritenzione potenziale S la procedura consigliata dall’*S.C.S.* suggerisce, anche per ovviare alle difficoltà di taratura, di esprimere la perdita iniziale come $I_a = c \cdot S$ dove il parametro c viene generalmente assunto pari a 0.2. E’ tuttavia importante ricordare che il valore $c = 0.2$ è stato ricavato dall’*S.C.S.* con riferimento a bacini tipicamente agricoli, e il suo valore può risultare assai diverso per altre tipologie di bacini idrografici. Per quanto attiene il parametro CN , questo dipende innanzitutto dalle caratteristiche idrologiche del suolo, in relazione alla maggiore o minore permeabilità; per un assegnato *tipo idrologico di suolo* i valori di CN variano a seconda della tipologia di uso del suolo stesso, ossia della sua copertura vegetale e del suo grado di antropizzazione. Le tabelle ampiamente disponibili in letteratura, riportano in particolare i valori caratteristici del parametro individuando 4 tipi idrologici di suolo a permeabilità decrescente, denominati A-B-C-D, suggerendo all’interno di ogni tipo i valori ottimali di CN in base alle caratteristiche di uso prevalente del suolo e, più in generale, del territorio.

Per identificare il tipo idrologico di suolo, che rappresenta l’operazione sicuramente più delicata e soggettiva, occorre analizzare le caratteristiche geopedologiche del terreno; a supporto di tale analisi si può anche fare riferimento al procedimento di stima proposto da *Borselli et al.* nel 1992, che relaziona il tipo idrologico di suolo ad un indice geopedologico, calcolato a sua volta come somma di due indici: il primo tiene conto delle caratteristiche strutturali e di tessitura del suolo, il

secondo della permeabilità del terreno. Per dettagli al riguardo si consulti lo studio di Franchini, 2002.

Occorre infine rilevare che nei bacini idrografici si riscontra generalmente un'elevata variabilità spaziale, sia per quanto riguarda il tipo idrologico di suolo, sia per la tipologia di uso del suolo stesso, circostanza che si traduce in una rilevante variazione del parametro CN ; il valore di CN può pertanto variare da cella a cella qualora sia determinato con riferimento a mappe analizzate mediante il supporto di sistemi informativi geografici.

Per calcolare il valore della ritenzione potenziale valida a scala di bacino si possono pertanto seguire due alternative: la prima, suggerita nei testi idrologici a più ampia diffusione, è quella di calcolare S mediante la (6) utilizzando il valore di CN medio caratteristico del bacino idrografico; la seconda possibilità consiglia invece di determinare il valore medio caratteristico del parametro S a scala di bacino integrando direttamente nello spazio i diversi valori di S , e non quelli di CN , così da tener conto della relazione non-lineare che intercorre tra questi due parametri.

Poiché il rifiuto del terreno è un fenomeno dinamico, che dipende dallo stato del sistema ovvero dallo stato di imbibimento del bacino, si assume inoltre che il valore di CN possa variare in relazione alle condizioni iniziali di saturazione del terreno. Quest'ultimo viene espresso, in modo quali-quantitativo, in base ad un indice di pioggia rappresentato dalla pioggia totale caduta nei cinque giorni che precedono l'evento; a seconda del valore raggiunto dalla pioggia cumulata vengono identificate le tre classi AMC (Antecedent Moisture Content) I, II e III, che rappresentano rispettivamente terreno asciutto, mediamente imbibito e fortemente imbibito. Il valore di CN è solitamente fornito per le condizioni medie di imbibimento, ossia CN_{II} ; tramite relazioni predefinite è quindi possibile passare dai valori di CN_{II} a quelli di CN_I o di CN_{III} .

Individuati i due parametri I_a e CN , ovvero S , stabilita la condizione AMC, e calcolata la precipitazione efficace P_n a partire da una assegnata precipitazione totale I , per la determinazione della portata al colmo Q_p il metodo considera un idrogramma approssimato di forma triangolare con una fase crescente di durata t_a (tempo di accumulo) ed una fase di esaurimento di durata t_e (tempo di esaurimento).

Il metodo CN consente anche, procedendo come descritto, ad es., in Natale, 1996 (Capitolo "Idrologia tecnica", in Manuale di Ingegneria Civile, Vol. I, Zanichelli-ESAC, Bologna, 1996), di stimare il coefficiente di deflusso del metodo razionale sopra richiamato nella forma:

$$C = \frac{Q}{P} = \frac{(1 - 0.2 * K)^2}{(1 + 0.8 * K)}$$

dove:

$$K = \frac{S}{P}$$

Q = deflusso di piena (mm);

P = afflusso meteorico (mm);

S = ritenzione potenziale (mm), data da:

In tal modo, si mette in relazione il coefficiente di deflusso con la quantità di pioggia P .

Benché questo modo di procedere sia riconosciuto in letteratura, è consigliabile, alla luce della natura empirica del metodo CN, ricorrere alla formulazione originale nel seguito illustrata per stimare, dal CN, il picco di portata di piena, piuttosto che ricorrere ad una *contaminatio* fra metodi che richiederebbe comunque accurate valutazioni caso per caso.

Una indicazione puramente orientativa della possibile distribuzione dell'indice CN per i bacini romagnoli è riportata in Allegato 2.

La trasferibilità del metodo CN a situazioni diverse rispetto a quelle in cui è stato tarato va effettuata con estrema attenzione; per una corretta applicazione è necessario avere una buona conoscenza della pedologia e dell'uso del suolo nel bacino. In generale, è opportuno ricordare che il metodo funziona piuttosto correttamente per i piccoli bacini rurali, mentre per tutte le altre situazioni ogni risultato deve essere valutato accuratamente anche in relazione alle altre metodologie di confronto.

Il calcolo della portata al colmo con il metodo CN si basa sull'ipotesi che il volume di deflusso, calcolato come esposto in precedenza, sia smaltito secondo un idrogramma triangolare di durata di piena nota in base alle caratteristiche del bacino.

Il volume dell'idrogramma superficiale, a meno di fattori di conversione legati alle unità di misura, ha nelle ipotesi sopra fatte l'espressione:

$$P = \frac{Q_p}{2} \cdot (t_a + t_e) = \frac{Q_p \cdot t_b}{2} \quad (7a)$$

avendo indicato con t_b la durata dell'evento di piena. I numerosi rilievi sperimentali eseguiti dall'S.C.S. hanno stabilito sperimentalmente che nella fase crescente dell'idrogramma di piena defluisce un volume idrico che è pari al 37.5% del volume totale P di deflusso. Ne consegue che la durata della fase crescente è pari a 0.375 volte la durata dell'evento di piena t_b e pertanto:

$$t_b = 2.67 \cdot t_a \quad (7b)$$

Utilizzando la (7a)-(7b) ed esprimendo il volume di deflusso superficiale Pn in mm, il tempo t_a in ore, l'area del bacino A in km^2 , si ottiene:

$$Q_p = 0.208 \cdot \frac{Pn \cdot A}{t_a} \quad (8)$$

La determinazione di t_a , nell'ipotesi di precipitazione efficace costante di durata t_p ed indicando con t_L il tempo di ritardo (distanza tra il baricentro dello ietogramma e il picco dell'idrogramma triangolare) si effettua quindi con la semplice relazione:

$$t_a = 0.5 \cdot t_p + t_L \quad (9a)$$

Per la determinazione del tempo di ritardo il S.C.S. propone in particolare l'utilizzo dell'espressione:

$$t_L = 0.342 \cdot \frac{L}{s^{0.5}} \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7} \quad (9b)$$

in cui s è la pendenza media del bacino espressa in % e L è la lunghezza dell'asta principale prolungata fino alla displuviale espressa in km. In alternativa una stima approssimata di t_L può essere a partire dalla stima del tempo di corrivazione Tc secondo Giandotti del bacino mediante la relazione:

$$t_L = 0.60 \cdot Tc \quad (9c)$$

Il Metodo S.C.S. deve essere utilizzato con estrema cautela, *soprattutto se non si dispone di dati sperimentali di confronto*, ed è inoltre in ogni caso raccomandabile *effettuare una comparazione con le stime calcolate mediante gli altri due metodi esaminati*. Nel caso in cui si faccia riferimento al CN_H (come è consuetudine operativa, tanto da essere suggerita nello stesso piano di Bacino del Po) si ottiene una marcata sottostima delle portate Q_T rispetto a quelle prodotte con il Metodo Regionale o Razionale: le portate prodotte dall'approccio S.C.S. risultano infatti mediamente inferiori del 60%. La sottostima evidenziata è ridotta solo se la comparazione è limitata ai bacini

idrografici con imbrifera $A < 50 \text{ km}^2$; appare pertanto raccomandabile evitare l'applicazione del *Metodo S.C.S.* abbinato al CN_{II} a bacini idrografici con superficie imbrifera sottesa superiore a $30\text{-}50 \text{ km}^2$ (si ricorda peraltro che il *Metodo S.C.S.* nasce negli Stati Uniti avendo come finalità l'applicazione a piccoli bacini rurali). Per un eventuale utilizzo operativo si suggerisce quanto segue:

- A. la stima della perdita iniziale I_a mediante la formulazione suggerita dal *S.C.S.*, $I_a = 0.2 \cdot S$, con S massima ritenzione potenziale del bacino, deve essere evitata in quanto tende a produrre perdite iniziali estremamente elevate e che non trovano giustificazione fisica nell'area in indagine, caratterizzata da una sostanziale impermeabilità superficiale. In mancanza di informazioni sperimentali cui appoggiarsi per un riscontro è preferibile assumere cautelativamente $I_a = 5 \text{ mm}$ (o valori a questo comparabili).
- B. il tempo di ritardo t_L del bacino deve essere preferibilmente calcolato mediante la formula proposta dall'*S.C.S.* in quanto, poiché questa produce nel caso di bacini imbriferi con area $A \leq 50 \text{ km}^2$ valori di t_L inferiori, si ottengono corrispondentemente portate Q_T maggiori.
- C. la durata della precipitazione, e di conseguenza la quantità di pioggia, da considerare per l'applicazione del metodo non può essere fissata a priori (ad esempio assunta pari al tempo di corrivazione T_c come nel *Metodo Razionale*) ma deve essere ricercata mediante l'applicazione di un criterio estremante. La durata critica, quella cioè che produce il valore massimo di Q_T fissata la curva di possibilità climatica che definisce la precipitazione in ingresso, dipende infatti dal valore dei parametri I_a ed S . Tale durata critica può in taluni casi differire sensibilmente dal tempo di corrivazione, fatto questo che può indurre una certa diffidenza da parte dell'utilizzatore sull'utilizzabilità del metodo;
- D. se la massima ritenzione potenziale S è calcolata a partire dall'analisi di una cartografia digitale distribuita il valore di S deve essere valutato a partire dal valore medio di bacino del parametro CN , sia come media dei valori puntuali di S . L'esperienza condotta sulle 45 sezioni ha infatti evidenziato che la seconda modalità di calcolo sopra ricordata, ancorché più corretta dal punto di vista teorico in quanto tiene conto a livello puntuale della non linearità esistente tra CN ed S , può condurre a valori di S del tutto inattendibili qualora siano adottati, anche con riferimento ad un numero limitato di punti, valori di CN non aderenti alla realtà fisica in esame. E' bene pertanto disporre di un doppio riscontro ed approfondire l'indagine qualora le due metodiche producano risultati molto diversi;
- E. l'unico modo per tenere conto del fatto che solitamente gli eventi caratterizzati da un tempo di ritorno superiore ai 20-30 anni si manifestano in situazioni in cui il bacino è già sufficientemente imbibito, è quello di avvalersi della trasformazione da CN_{II} a CN_{III} . Si noti comunque che anche con tale ipotesi le portate Q_T calcolate con riferimento a bacini idrografici con superficie imbrifera maggiore di 50 km^2 risultano sottostimanti se confrontate alle stime ottenute a partire dal *Metodo Regionale* o dal *Metodo Razionale*. Si suggerisce quindi, a meno che non si disponga di un'adeguata informazione sperimentale in grado di ridurre sostanzialmente le incertezze e soggettività sopra evidenziate, di applicarlo con molta cautela e solo alle unità idrografiche caratterizzate da una superficie sottesa $A \leq 50 \text{ km}^2$, avvalendosi sempre della trasformazione da CN_{II} a CN_{III} ed effettuando una comparazione con le stime ottenute tramite il *Metodo Regionale* ed il *Metodo Razionale*.

Metodo di Cook⁶ o della sommatoria W

Utile ogni qualvolta non possono essere giustificati dettagliati studi idrologici; occorre però un'accurata ricognizione del comprensorio.

⁶ "Calcolo rapido della portata di piena dei piccoli bacini" Articolo di G.Gorini in IDROTECNICA n°4 - 1975

Con tale metodo vengono sommati i pesi di determinate caratteristiche fisiche del bacino che sono: *geomorfologia, infiltrazione nel suolo, copertura vegetale e accumulo nelle irregolarità del terreno.*

La portata massima al colmo per fattori di pioggia e di forma unitari per una meteora con tempo di ritorno di 25 anni può essere letta in figura 1 in allegato, usando il W totale come ricavato dalla tabella 1 e l'area scolante del bacino.

Occorre poi rettificare tale portata di base mediante un *fattore di pioggia* ed uno di *forma*: il primo si basa sulla piovosità media annua della regione - dagli Annali Idrologici: (mm. nell'anno medio)/1000 - il secondo rappresenta l'aumento del tempo di concentrazione della massima portata in confronto di quello di un bacino di forma standard con lunghezza uguale alla larghezza - la lunghezza è la massima distanza di percorso dell'acqua misurata come sviluppo del solco vallivo.

La portata al colmo della piena, calcolata per una $T=25$ anni può essere convertita in un deflusso massimo di piena per $T=100$ anni applicando un fattore variabile fra 1,2 e 1,8: i valori più bassi si hanno quando la ΣW è bassa e la precipitazione annuale elevata, i valori più elevati si verificano in condizioni di aridità con una grande ΣW . Una indicazione può essere data dalla seguente tabella.

ΣW	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
k	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80

Tabella 16

Allegato 2: Valutazione orientativa del possibile valore dell'indice CN sui bacini romagnoli

Il tipo idrologico di suolo si può desumere dalla ultima edizione della Carta dei suoli della Regione Emilia-Romagna 1:25.000, l'uso del suolo dalla Carta dell'Uso del Suolo sempre della Regione Emilia-Romagna 1:25.000. Tali carte sovrapposte dovrebbero essere integrate con valutazioni di carattere urbanistico previsionale (anche se con il Piano di Bacino si daranno degli indici di invarianza idraulica da recepire negli strumenti urbanistici) per poter prevedere le variazioni dei coefficienti in funzione delle possibili trasformazioni di impermeabilità del territorio.

Sul sito web dell'Autorità di Bacino sarà disponibile una cartografia in formato grid con valutazione orientativa del CN (file Curvenum.asc).

Si tratta di files di tipo ascii-grid esportati da Arc View Spatial Analyst. L'header del file contiene le seguenti informazioni:

ncols numero di colonne della grid

nrows numero di righe della grid

xllcorner coordinata X (easting) del pixel più a sud-ovest

yllcorner coordinata Y (northing) del pixel più a sud-ovest

cellsize dimensione del pixel

NODATA_value -9999 valore convenzionale del pixel cui non si associa alcun attributo (pixel "vuoto").

Allegato 3: parametri a ed n delle curve di possibilità climatica desumibili dallo studio di Franchini, 2001.

I parametri a ed n per diversi tempo di ritorno di 200 anni, ed i loro valori indice saranno disponibili presso il sito web dell'Autorità di Bacino in versione cartografica.

Allegato 4: parametri idrologici e morfometrici richiesti per il calcolo della portata indice con il metodo regionale.

I parametri saranno disponibili presso il sito web dell’Autorità di Bacino in versione cartografica (formato grid).

Tali parametri comprendono:

- area a ridotta permeabilità (file rid_perm.asc)
- grid rappresentativa della zona ovest (valore 1) o zona est (valore 0) (file zona_ovest.asc)
- quote topografiche a passo convenzionale 50 m (file dtm.asc)
- direzione di flusso (file flowdir.asc)
- area drenata espressa come numero di pixel di 2500 mq (file flowacc.asc): l’area effettiva si ottiene moltiplicando la flowacc per 2500
- lunghezza del percorso idraulico da monte (file flowlength.asc)

Si tratta di files di tipo ascii-grid esportati da Arc View Spatial Analyst. L’header del file contiene le seguenti informazioni:

ncols numero di colonne della grid

nrows numero di righe della grid

xllcorner coordinata X (easting) del pixel più a sud-ovest

yllcorner coordinata Y (northing) del pixel più a sud-ovest

cellsize dimensione del pixel

NODATA_value -9999 valore convenzionale del pixel cui non si associa alcun attributo (pixel “vuoto”).

Allegato 5: dati orientativi riguardo a livelli marini di assegnato tempo di ritorno, clima ondoso

Il riferimento per le valutazioni dei parametri meteomarini sulla costa emiliano-romagnola è costituito dal documento “Progetto di Piano per la difesa dal mare e la riqualificazione ambientale del litorale della Regione Emilia Romagna – Relazione generale”, elaborato da IDROSER spa e datato aprile 1996.

In tale documento sono riportate le informazioni necessarie all’interpretazione dei fenomeni di mareggiata, e – alla tabella 3.7 del documento – sono forniti i valori di innalzamento del livello medio del mare in battigia (incluso il wave set up) per tempo di ritorno di 1, 10 e 100 anni.

Tali valori, in cm, sono rispettivamente:

Cattolica: 130, 170, 210

Rimini: 130, 170, 210

Cesenatico: 135, 180, 220

Fiumi Uniti: 150(sud)/155(nord), 200, 250

Porto Corsini: 150, 195, 245

Sacca di Goro: 150, 195, 240.

Si riportano nel seguito alcune informazioni utili alla stima dei parametri meteomarini, desunte da documenti elaborati nell’ambito di attività tecniche svolte sul territorio dell’Autorità di bacino.

I documento:

I paragrafi seguenti sono estratti da

Brath, A., “Studio idrologico-idraulico per la progettazione del Canale Scolmatore Leonardo; verifica idraulica del progetto esecutivo”

datato marzo 2002 e commissionato dal Consorzio di Bonifica Savio e Rubicone di Cesena.

Analisi dei dati di marea

I fenomeni di marea assumono, come noto, una certa rilevanza nell’Alto Adriatico, avendosi ampiezze tipiche delle maree di circa 15 cm in quadratura e di circa 35-40 cm nei periodi di sigizie; le corrispondenti escursioni diurne ammontano quindi a circa 30 cm in quadratura ed a 70-80 cm nei periodi di sigizie. Ai fini della caratterizzazione statistica delle maree si può ricorrere alle osservazioni disponibili per il mareografo di Ravenna Porto Corsini ed a quelle, più frammentarie, disponibili per il mareografo di Rimini. Sono stati quindi raccolti i valori massimi annuali delle altezze di alta marea in entrambi i mareografi; per il mareografo di Ravenna è stato possibile reperire le osservazioni relative al periodo 1934-1987, mentre i dati di Rimini si riferiscono al periodo 1937-1979 con alcune importanti interruzioni. In totale si è potuto disporre di 52 osservazioni dei massimi annuali per Ravenna e di 32 per Rimini. Nella Figura 36 è riportata la serie storica dei massimi annuali delle altezze di alta marea per Ravenna Porto Corsini, mentre nella Figura 37 è riportata l’analogica serie per il mareografo di Rimini.

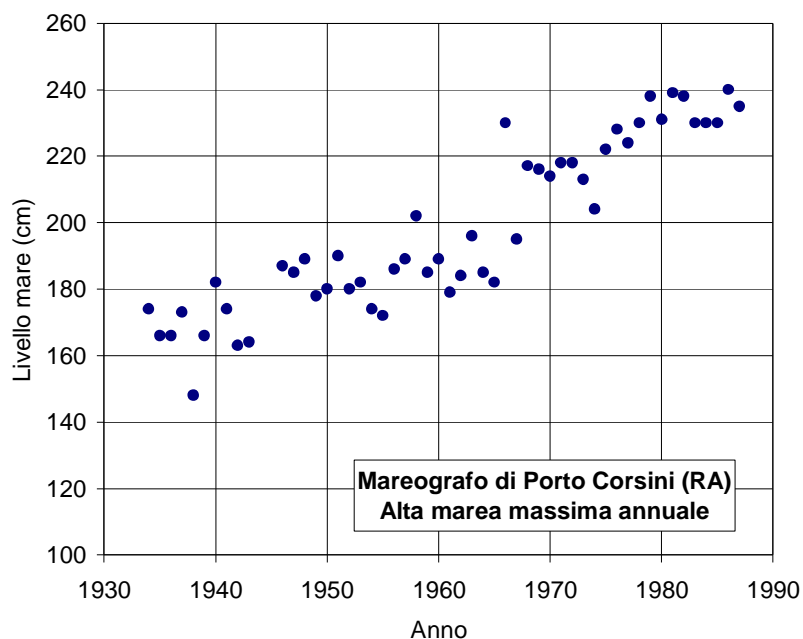


Figura 36 – Massimi annuali delle altezze di alta marea per il mareografo di Ravenna Porto Corsini

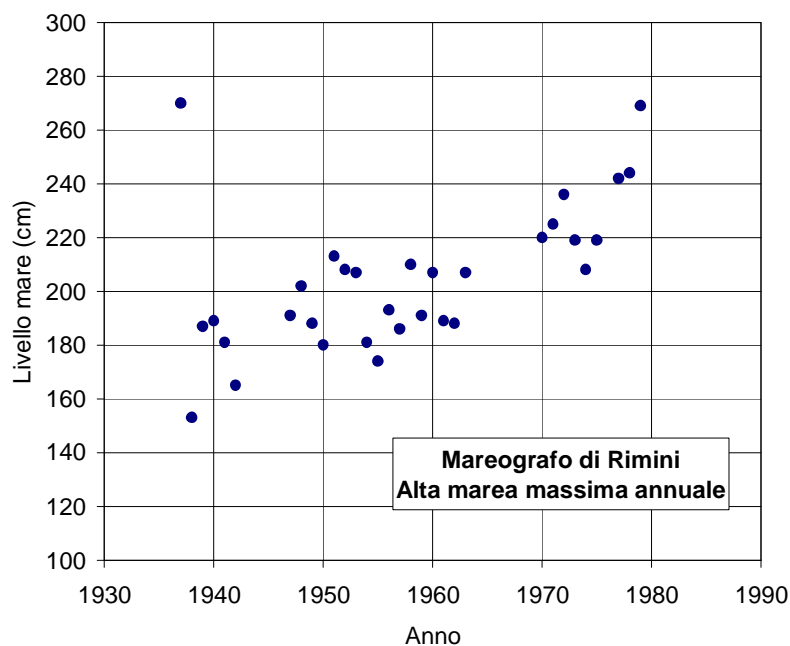


Figura 37 – Massimi annuali della altezze di alta marea per il mareografo di Rimini

Si nota da entrambe le Figure un evidente trend di crescita, dovuto al fenomeno della subsidenza. Al fine di eliminare questo effetto, che, se ignorato, renderebbe di scarso significato l'analisi statistica, le osservazioni dei massimi annuali sono state detrendizzate, sottraendo dalle

altezze massime osservate il livello medio annuo del mare. Nelle Figure 38 e 39 sono riportate le osservazioni dei livelli medi annui del mare rispettivamente per il mareografo di Ravenna e per quello di Rimini. Queste serie storiche sono sicuramente tra le più affidabili e significative ai fini della caratterizzazione del fenomeno della subsidenza lungo costa. Si può notare che si sarebbe avuto un incremento del livello medio mare di circa 60 cm per Ravenna nel periodo dal 1934 al 1987 (54 anni); per Rimini il trend è altrettanto evidente e comporta un innalzamento di circa 56 cm in 40 anni (dal 1940 al 1979). La regolarizzazione con opportuna funzione interpolante dell'andamento dei punti osservati porta a valutare un innalzamento medio annuo di circa 1.3 cm per Ravenna e di circa 1.4 cm per Rimini.

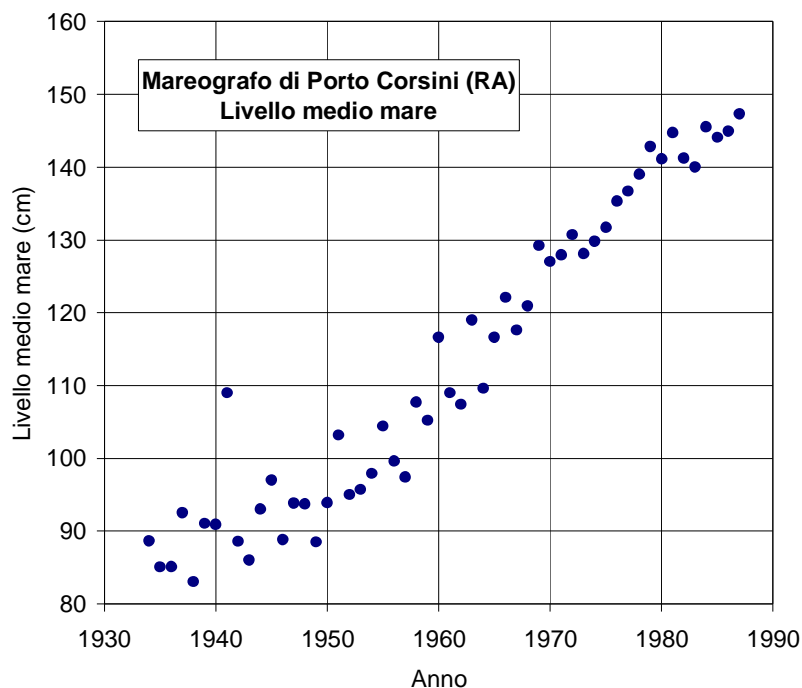


Figura 38 – Andamento del livello medio annuo del mare, osservato al mareografo di Ravenna Porto Corsini

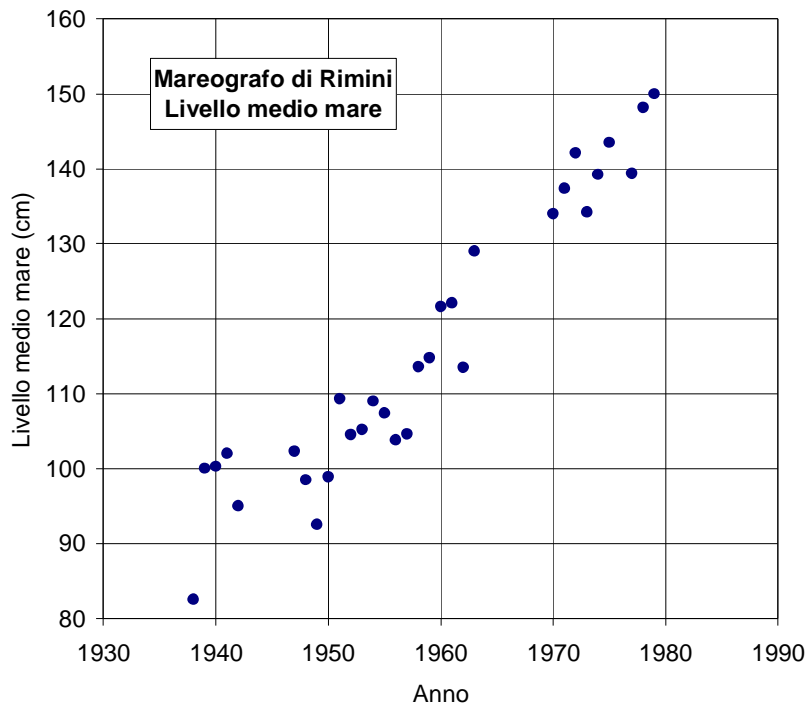


Figura 39 – Andamento del livello medio annuo del mare, osservato al mareografo di Rimini

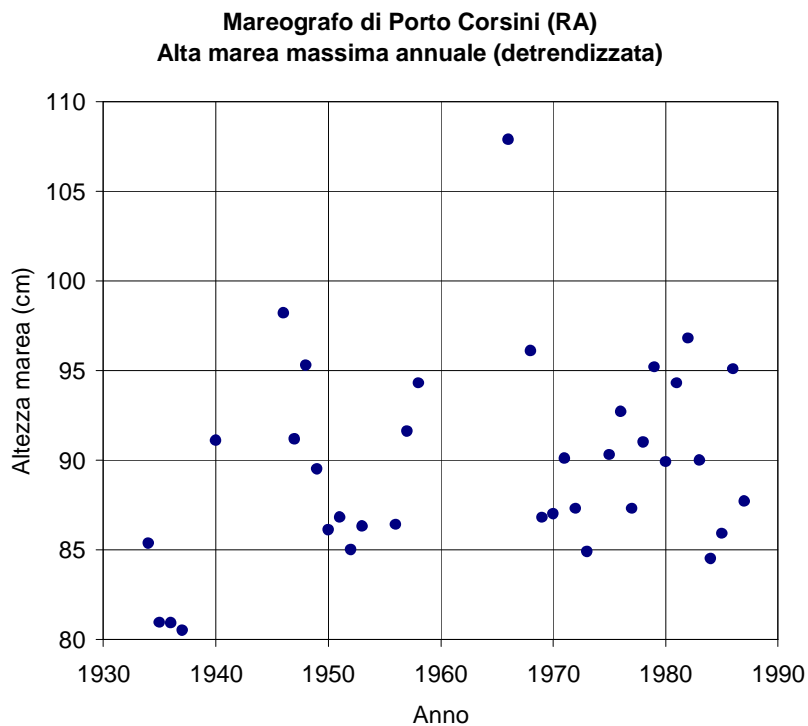


Figura 40 – Massimi annuali delle altezze di alta marea per il mareografo di Ravenna Porto Corsini (serie depurata dal trend dovuto alla subsidenza)

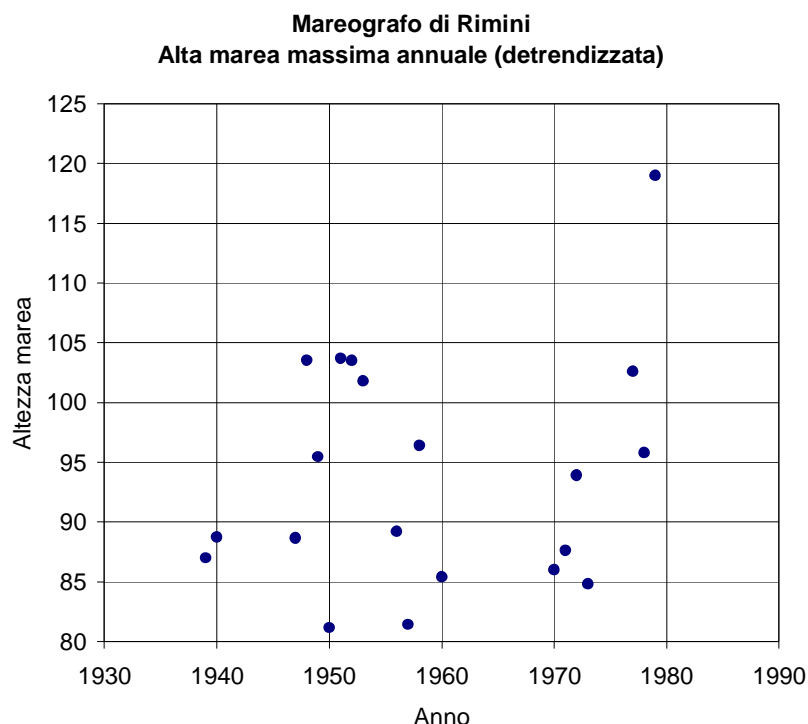


Figura 41 – Massimi annuali delle altezze di alta marea per il mareografo di Rimini (serie depurata dal trend dovuto alla subsidenza)

Nelle Figure 40 e 41 sono riportate le serie storiche dei massimi annuali delle alte maree detrendizzate, relative rispettivamente al mareografo di Ravenna Porto Corsini ed a quello di Rimini. Si può notare come il massimo valore del livello di marea verificatosi nel periodo di osservazione sia risultato pari a circa 108 cm sul livello medio mare per Ravenna (anno 1966) ed a circa 120 cm a Rimini (anno 1979). Quest'ultimo valore è però riconducibile ad una piena molto intensa del Marecchia, all'epoca sfociante ancora nel Porto Canale e poi deviato a seguito dell'evento. Si è quindi provveduto alla regolarizzazione statistica delle serie dei massimi annuali dell'alta marea. Nella Figura 42 è riportato il confronto in carta probabilistica di Gumbel tra la serie storica dei massimi annuali e la distribuzione teorica del valore estremo del primo tipo relativamente al mareografo di Ravenna Porto Corsini; nella Figura 43 è riportata l'analogo confronto per il mareografo di Rimini. Si può notare un adattamento della distribuzione teorica di probabilità alla distribuzione di frequenza delle osservazioni che nel primo caso è accettabile e nel secondo appare invece più che soddisfacente.

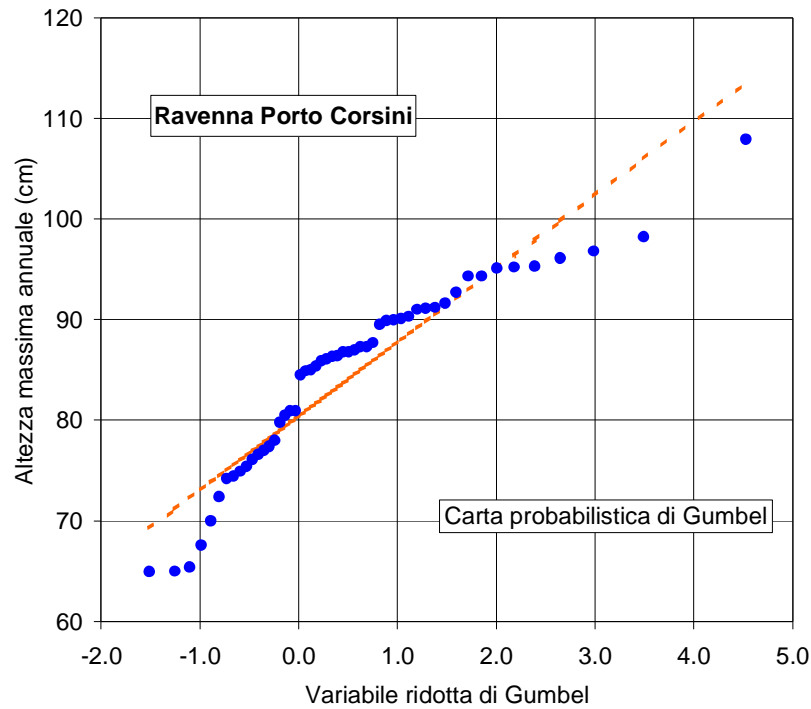


Figura 42 – Confronto tra la distribuzione di frequenza osservata dei massimi annuali delle altezze di alta marea (serie depurata del trend) e la distribuzione di probabilità teorica del valore estremo del primo tipo per il mareografo di Ravenna Porto Corsini.

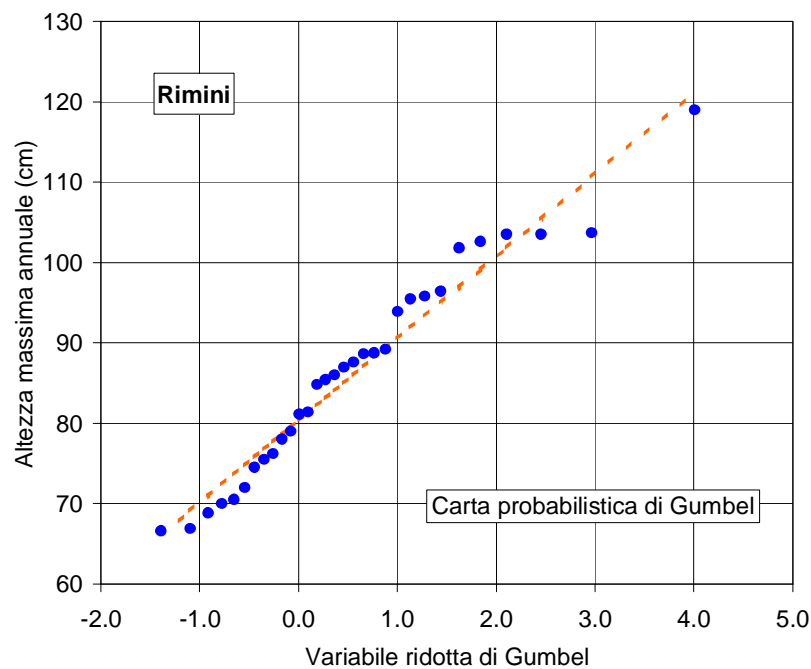


Figura 43 – Confronto tra la distribuzione di frequenza osservata dei massimi annuali delle altezze di alta marea (serie depurata del trend) e la distribuzione di probabilità teorica del valore estremo del primo tipo per il mareografo di Rimini.

Nonostante ciò si è preferito nelle valutazioni successive fare riferimento ai dati di Ravenna, sia perché più numerosi di quelli di Rimini sia in quanto questi ultimi appaiono meno affidabili essendo in qualche modo influenzati, a causa della posizione del mareografo, sia dal fenomeno del wave setup sia dalla presenza delle piene del Marecchia, in particolare per l'evento

del 1979. Dalla distribuzione teorica dei valori massimi annuali delle altezze di marea rispetto al livello medio del mare di Ravenna Porto Corsini sono stati quindi stimati i valori delle altezze di marea massime annuali di assegnato tempo di ritorno per alcuni tempi di ritorno di particolare interesse tecnico. Questi valori sono riportati nella Tabella 5. Si nota come la massima alta marea attesa con tempo di ritorno decennale risulta pari a circa 97 cm mentre quella centennale risulta pari a 114 cm. E' da rilevare che dette stime sono in stretto accordo con quelle ricavate nell'ambito del Piano Coste della Regione Emilia-Romagna.

Tabella 5 - Altezze di alta marea sul medio mare per assegnato tempo di ritorno T

T (anni)	$h(T)$ (cm)
2	83
5	91
10	97
20	102
50	109
100	114

Massimo livello del mare per assegnato tempo di ritorno

Per valutare il massimo innalzamento del livello statico del mare sottocosta per assegnati livelli del tempo di ritorno, informazione richiesta per l'esecuzione delle verifiche idrauliche, occorre aggiungere ai contributi derivanti dai fenomeni di marea quelli apportati dal sopraelevamento del livello marino sottocosta dovuto al moto ondoso (wave setup), dagli eventuali effetti del vento (storm surge), dalla subsidenza e dall'eustatismo.

L'analisi è complicata in primo luogo dal fatto che il trend della subsidenza e quello dell'eustatismo risultano difficilmente prevedibili quando si faccia riferimento al lungo periodo, come è richiesto dalle valutazioni inerenti al rischio idraulico che si riferiscono a tempi di ritorno dell'ordine dei cento anni. Per la subsidenza, infatti, oltre a quella naturale, stimabile con una discreta approssimazione, si aggiunge quella di origine antropica, che negli ultimi decenni è risultata di gran lunga preponderante e che sul lungo periodo è di valutazione assai incerta in quanto influenzata dalle future politiche di gestione del territorio, oggi difficilmente prevedibili. Per l'eustatismo vale un discorso analogo, in quanto, anche se vero che esso produce effetti oggi di scarsa importanza, non è facilmente definibile il suo apporto nel lungo periodo, visti gli scenari di cambiamento climatico forniti dai modelli matematici di circolazione generale dell'atmosfera.

Infine, la valutazione dell'innalzamento del livello marino sottocosta è alquanto difficoltosa, in quanto, a causa della significativa correlazione esistente tra moto ondoso e marea, risulta difficoltoso valutare l'effetto congiunto dei due fenomeni, non potendosi disporre di lunghe serie storiche, che invece sarebbero necessarie per una valutazione corretta.

In tali condizioni si è ritenuto opportuno fare riferimento alle stime del massimo innalzamento statico ricavate nell'ambito del Piano Coste della Regione Emilia-Romagna. Queste si basano su una complessa analisi delle osservazioni contemporanee di marea nei mareografi di Ravenna Porto Corsini e Rimini, relative al periodo 1970-1979, e delle registrazioni di moto ondoso effettuate nello stesso periodo sulla piattaforma PCB.

Detta piattaforma si trova a circa 20 km al largo di Ravenna, su un fondale di circa 25 metri e, per una serie di motivi, è tradizionalmente ritenuta la fonte più attendibile per la ricostruzione delle caratteristiche del moto ondoso al largo lungo la costa romagnola. Nella Figura 44 è fornita una rappresentazione del clima ondoso caratteristico della piattaforma PCB, desunto elaborando le registrazioni del moto ondoso del periodo 1/1/1971-31/12/1980 rilevate alla

piattaforma stessa. La figura rappresenta l'altezza d'onda significativa, opportunamente divisa in classi, al variare della direzione di provenienza.

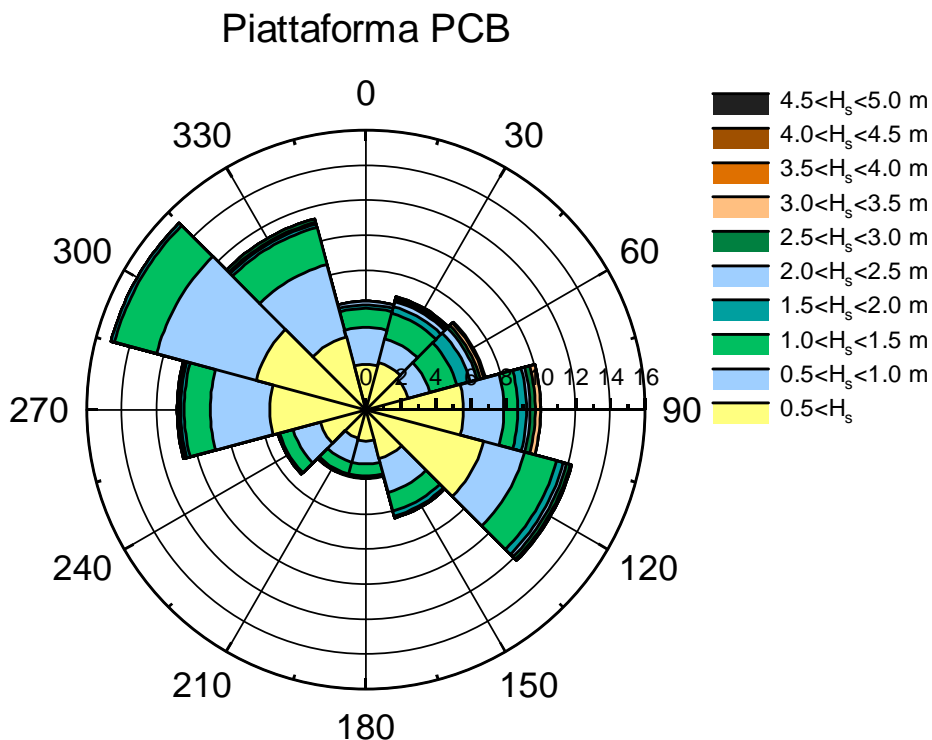


Figura 44 – Piattaforma PCB. Altezza d’onda significativa al variare della direzione di provenienza (periodo di osservazione: dall’1/1/1971 al 31/12/1980).

Si riconosce un clima medio del periodo con predominanza delle direzioni ONO e ESE. I valori massimi dell’altezza d’onda sono però ristretti ai settori ENE, dovuti ai fenomeni di bora, e al settore E, dovuti alle perturbazioni di levante.

Ritornando agli studi svolti nell’ambito del Piano Coste, è stata innanzitutto effettuata tramite tecniche di filtraggio un’analisi delle registrazioni di marea disponibili. Per quanto riguarda invece le osservazioni del moto ondoso al largo, esse sono state opportunamente trasferite sottocosta, in modo da calcolare la sopraelevazione del livello del mare in prossimità della battigia dovuta alla conversione dell’energia cinetica del moto ondoso in energia potenziale nella zona di frangimento. Infine, considerando le registrazioni contemporanee di marea e di moto ondoso sottocosta, è stata studiata la probabilità congiunta di altezze di marea e di moto ondoso; aggiungendo infine i contributi stimati derivanti dalla subsidenza e dall’eustatismo si sono ottenuti, per la zona di Cesenatico, i valori del massimo innalzamento del livello statico del mare per vari tempi di ritorno riportati in Tabella 6.

Tabella 6 – Massimo innalzamento del livello del mare per assegnato tempo di ritorno T in località Cesenatico

T (anni)	$h(T)$ (cm)
1	135
10	180
100	220

Questi valori sono stati presi a base dei calcoli idraulici svolti nel presente studio, per definire la condizione al contorno di valle da imporre nelle simulazioni.

Il documento

I paragrafi seguenti sono tratti dalle relazioni costituenti l'Allegato 3 della Relazione conclusiva del "Nucleo tecnico per l'orientamento e la verifica degli approfondimenti del quadro progettuale per la messa in sicurezza del territorio costiero fra Savio e Pisciatello", a cura dell'Autorità di bacino e datata gennaio 2003. Le relazioni sono state redatte da MED Ingegneria srl che ha svolto in due fasi gli studi relativi all'erosione costiera nel tratto compreso fra i porti-canale di Cesenatico e di Cervia.

Ondametria

I dati di moto ondoso impiegati per lo studio sono quelli registrati presso la piattaforma PCB, posta 20 km al largo di Ravenna nel punto di coordinate 44°23'16.9"N e 12°34'29.2"E, e situata su un fondale di 25m.

I dati meteomarini rilevati presso la piattaforma PCB comprendono:

- nel periodo 1971-1992:
 - misure di intensità e direzione del vento, distribuite in maniera abbastanza uniforme nel periodo in esame;
 - osservazioni di altezza d'onda effettuate 2-3 volte al giorno: viene osservata l'altezza d'onda con risoluzione 1 piede e la direzione con risoluzione 1 quarta (22.5°). Le osservazioni sono completamente assenti per gli anni 1974-1975 e 1980, molto saltuarie nel periodo 1983-1992, mentre gli altri anni sono coperti in maniera sufficientemente completa, costituendo un campione di circa 6000 dati utili. Sporadicamente i dati di altezza d'onda sono integrati da osservazioni sullo stato del mare;
 - misure di altezza e periodo delle onde, ricavate durante una campagna di misure di circa 1 anno condotta tra il giugno 1971 ed il maggio 1972.
- Nel periodo 1992-1996 le misurazioni usufruiscono degli strumenti che dal 1992 sono installati presso la piattaforma e che acquisiscono dati di:
 - Livello del mare,
 - Onde (HS, TS),
 - Vento (velocità e direzione),
 - Correnti (componenti nelle direzioni E-W, S-N),
 - Temperatura e umidità dell'aria,
 - Irraggiamento solare.

I dati sono stati acquisiti durante il primo anno ogni 10' ed in seguito ogni 30'.

L'analisi dei dati ondametrici non fornisce al momento indicazioni riguardo la direzione delle onde.

L'efficienza delle misure è stata piuttosto alta dal 1993.

In definitiva le osservazioni effettuate presso la piattaforma PCB coprono in maniera sufficientemente regolare un periodo di circa 13 anni (1971-1983) e le misure un periodo di circa 5 anni (1992-1996).

Per la sua posizione la piattaforma risulta rappresentativa del moto ondoso della costa romagnola ed in particolare dell'area al largo del sito in esame, non essendo le misurazioni condizionate da effetti dovuti a rifrazione e shoaling per la ubicazione della piattaforma su fondale profondo.

Il settore di traversia individuato per il litorale di studio è compreso fra i 90°N ed i 120°N. In Tabella 17 sono riportate le registrazioni di moto ondoso al largo relative a tale punto, per il settore di traversia considerato, ordinate per direzione di provenienza ed altezza significativa.

Dir (°N)		-15 415	15 445	45 475	75 4105	105 4135
Hs(m)						
0.0	0.5	225	245	220	493	614
0.5	1.0	181	127	118	200	209
1.0	1.5	98	135	138	146	163
1.5	2.0	14	34	70	48	39
2.0	2.5	14	22	37	22	17
2.5	3.0	0	11	19	28	14
3.0	3.5	3	11	17	19	9
3.5	4.0	0	5	3	3	0
4.0	4.5	0	26	3	3	0
4.5	5.0	0	0	5	0	0
5.0	5.5	0	0	0	3	0

Tabella 17 - Registrazioni di moto ondoso per il settore di traversia

[...]

Di seguito viene riportata la tabella con le condizioni di moto ondoso al largo e con le condizioni di moto ondoso alla batimetrica di riferimento, da dove si evince quale sia la tendenza di propagazione del moto ondoso: l'asse di propagazione del moto ondoso tende a girare e disporsi perpendicolarmente alla linea di costa in maniera tanto più sensibile quanto maggiore è l'altezza d'onda.

Trasferimento onde sottocosta con NSW					
Onde al largo			Onde sottocosta z=-10 m		
Hs (m)	T (s)	MWD (°N)	Hs (m)	T (s)	MWD (°N)
0.5	2.3	0	0.47	2.30	0.2
1	3.3	0	0.96	3.30	0.7
1.5	4.0	0	1.30	4.00	3.7
2	4.7	0	1.52	4.70	8.7
2.5	5.2	0	1.72	5.20	12.5
3	5.7	0	1.93	5.70	16.2
3.5	6.2	0	2.16	6.20	19.4
0.5	2.3	30	0.48	2.30	30.1
1	3.3	30	0.97	3.30	30.2
1.5	4.0	30	1.39	4.00	31.2
2	4.7	30	1.76	4.70	33.3
2.5	5.2	30	2.09	5.20	35.1
3	5.7	30	2.40	5.70	36.8
3.5	6.2	30	2.69	6.20	38.4
4	6.6	30	2.91	6.60	39.7
4.5	7.0	30	3.09	7.00	40.8
0.5	2.3	60	0.47	2.30	59.8
1	3.3	60	0.97	3.30	60.0
1.5	4.0	60	1.40	4.00	60.0
2	4.7	60	1.79	4.70	60.2
2.5	5.2	60	2.14	5.20	60.2
3	5.7	60	2.46	5.70	60.3
3.5	6.2	60	2.74	6.20	60.3

Trasferimento onde sottocosta con NSW					
Onde al largo			Onde sottocosta $z=-10$ m		
Hs (m)	T (s)	MWD (°N)	Hs (m)	T (s)	MWD (°N)
4	6.6	60	2.96	6.60	60.4
4.5	7.0	60	3.13	7.00	60.5
5	7.4	60	3.26	7.40	60.6
0.5	2.3	60	0.47	2.30	60.3
1	3.3	60	0.97	3.30	60.1
1.5	4.0	60	1.40	4.00	60.2
2	4.7	60	1.81	4.70	60.1
2.5	5.2	60	2.16	5.20	60.2
3	5.7	60	2.49	5.70	60.3
3.5	6.2	60	2.79	6.20	60.4
4	6.6	60	3.02	6.60	60.6
4.5	7.0	60	3.20	7.00	60.8
5	7.4	60	3.34	7.40	61.0
0.5	2.3	90	0.48	2.30	90.0
1	3.3	90	0.97	3.30	89.9
1.5	4.0	90	1.39	4.00	89.1
2	4.7	90	1.75	4.70	87.1
2.5	5.2	90	2.07	5.20	85.3
3	5.7	90	2.37	5.70	83.6
3.5	6.2	90	2.64	6.20	82.0
4	6.6	90	2.89	6.60	80.9
4.5	7.0	90	3.09	7.00	79.9
5	7.4	90	3.26	7.40	79.0
5.5	7.7	90	3.36	7.70	78.3
0.5	2.3	120	0.47	2.30	119.8
1	3.3	120	0.96	3.30	119.5
1.5	4.0	120	1.32	4.00	116.9
2	4.7	120	1.55	4.70	112.2
2.5	5.2	120	1.76	5.20	108.4
3	5.7	120	1.96	5.70	104.8
3.5	6.2	120	2.18	6.20	101.5

Tabella 18 – Altezza d’onda significativa, periodo significativo e direzione media di propagazione delle onde al largo e trasferite sottocosta alla batimetrica -10 m

[...]

Risultati dell’applicazione del modulo nsw al tratto costiero corrispondente alla foce del canale tagliata a cesenatico

L’applicazione [di un] modello di trasferimento del moto ondoso da largo verso riva ha permesso di determinare in ogni punto del dominio di calcolo il valore delle caratteristiche del moto ondoso come l’altezza significativa, il periodo e la direzione media di propagazione. Per ricostruire il clima ondoso sottocosta è stato necessario estrarre tali valori nei punti della fascia litorale. Tuttavia essendo in presenza di una batimetria molto regolare (paragonabile ad un piano inclinato), e dopo l’analisi dei risultati, è stato scelto di caratterizzare il clima in un unico punto preso in corrispondenza dell’area di interesse alla profondità -7 m. In particolare le onde trasferite sono state estratte nell’intorno del punto di coordinate UTM fuso 33: e=292650, n=4901400.

In tal modo è stato possibile applicare al modello di propagazione locale del moto ondoso e al modello di circolazione idraulica le onde così trasformate. Per quanto riguarda l’analisi dei dati ondometrici al largo e l’applicazione del modulo NSW si rimanda allo studio di evoluzione della linea di costa.

Nella Tabella 19 sono riportati i risultati del modello di trasformazione delle onde, in Figura 9 è rappresentata la rosa del moto ondoso sottocosta, mentre nella Tabella 20 sono restituite le percentuali di apparizione delle altezze d'onda significativa dedotte dall'applicazione del modulo NSW.

Trasferimento onde sottocosta con NSW					
Onde al largo			Onde sottocosta $z=-7\text{ m}$		
Hs (m)	Ts (s)	MWD (°N)	Hs (m)	Ts (s)	MWD (°N)
0.50	2.83	0.00	0.45	2.83	2.21
1.00	4.00	0.00	0.81	4.00	5.40
<i>1.50</i>	<i>4.90</i>	<i>0.00</i>	<i>1.10</i>	<i>4.90</i>	<i>10.91</i>
2.00	5.66	0.00	1.16	5.66	16.71
2.50	6.32	0.00	1.32	6.32	20.46
3.00	6.93	0.00	1.48	6.93	23.77
3.50	7.48	0.00	1.65	7.48	26.69
0.50	2.83	30.00	0.47	2.83	30.10
1.00	4.00	30.00	0.92	4.00	31.15
1.50	4.90	30.00	1.24	4.90	33.92
<i>2.00</i>	<i>5.66</i>	<i>30.00</i>	<i>1.57</i>	<i>5.66</i>	<i>37.22</i>
2.50	6.32	30.00	1.72	6.32	39.40
3.00	6.93	30.00	1.92	6.93	41.27
3.50	7.48	30.00	2.08	7.48	42.84
4.00	8.00	30.00	2.18	8.00	43.95
4.50	8.49	30.00	2.26	8.49	44.95
0.50	2.83	60.00	0.47	2.83	59.80
1.00	4.00	60.00	0.93	4.00	59.94
1.50	4.90	60.00	1.27	4.90	59.94
2.00	5.66	60.00	1.56	5.66	59.96
2.50	6.32	60.00	1.80	6.32	59.96
3.00	6.93	60.00	1.98	6.93	60.02
3.50	7.48	60.00	2.12	7.48	60.09
4.00	8.00	60.00	2.21	8.00	60.16
4.50	8.49	60.00	2.27	8.49	60.22
5.00	8.94	60.00	2.33	8.94	60.28
0.50	2.83	90.00	0.47	2.83	89.99
<i>1.00</i>	<i>4.00</i>	<i>90.00</i>	<i>0.91</i>	<i>4.00</i>	<i>89.26</i>
1.50	4.90	90.00	1.25	4.90	87.08
2.00	5.66	90.00	1.49	5.66	84.08
2.50	6.32	90.00	1.71	6.32	81.97
3.00	6.93	90.00	1.90	6.93	80.08
3.50	7.48	90.00	2.05	7.48	78.45
4.00	8.00	90.00	2.16	8.00	77.26
4.50	8.49	90.00	2.24	8.49	76.23
5.00	8.94	90.00	2.30	8.94	75.33
5.50	9.38	90.00	2.34	9.38	74.69
0.50	2.83	120.00	0.46	2.83	118.96
<i>1.00</i>	<i>4.00</i>	<i>120.00</i>	<i>0.88</i>	<i>4.00</i>	<i>116.62</i>
1.50	4.90	120.00	1.11	4.90	111.89
2.00	5.66	120.00	1.28	5.66	105.93
2.50	6.32	120.00	1.46	6.32	101.82
3.00	6.93	120.00	1.63	6.93	98.24
3.50	7.48	120.00	1.80	7.48	95.18

Tabella 19 – Altezza d’onda significativa, periodo significativo e direzione media di propagazione delle onde al largo e trasferite sottocosta alla batimetria -7 m.

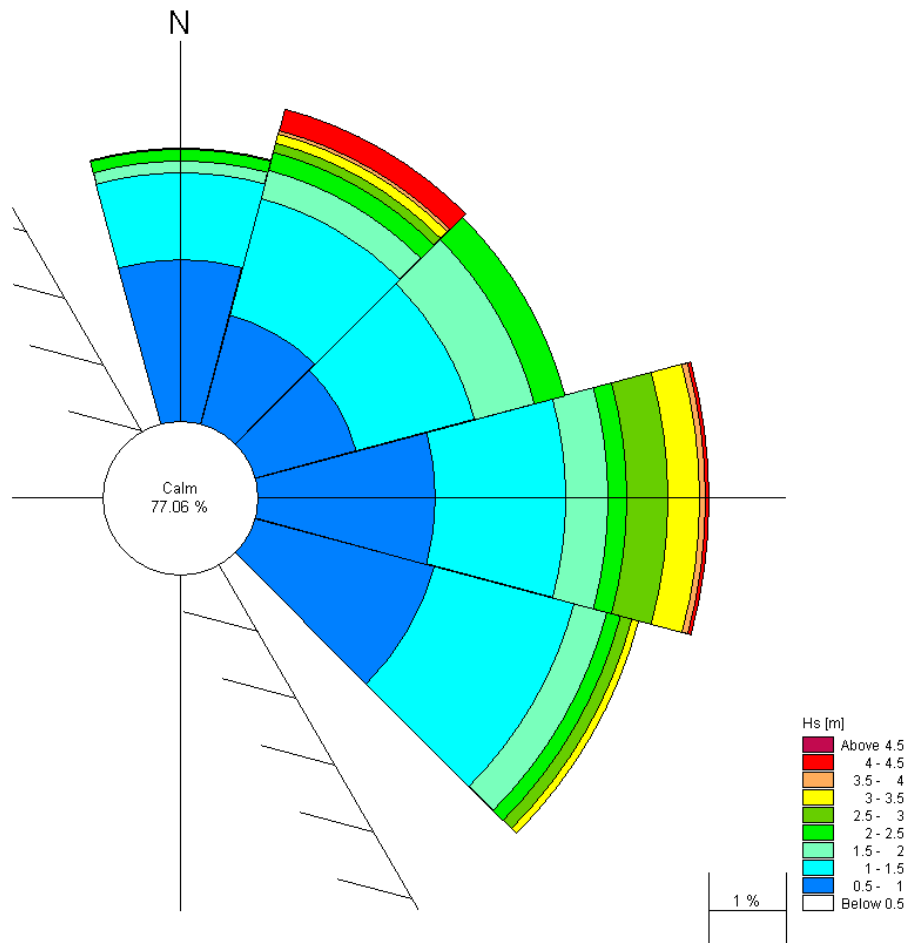


Figura 9 – Rosa del moto ondoso sottocosta interessante il sito oggetto di studio, alla batimetria -7 m.

Distribuzione direzionale delle altezze d'onda sottocosta						
Hs (m)	Direzioni di provenienza (°N)					Totale
	-15 , 15	15 , 45	45 , 75	75 , 105	105 , 135	
< 0.5	2.57	2.79	2.51	5.62	7.00	20.49
0.5 , 1.0	2.06	1.45	1.35	2.28	2.38	9.52
1.0 , 1.5	1.12	1.54	1.57	1.67	1.86	7.76
1.5 , 2.0	0.16	0.39	0.80	0.55	0.45	2.35
2.0 , 2.5	0.16	0.25	0.42	0.25	0.19	1.27
2.5 , 3.0	0.03	0.13	0.00	0.54	0.16	0.86
3.0 , 3.5	0.00	0.13	0.00	0.41	0.10	0.64
3.5 , 4.0	0.00	0.06	0.00	0.09	0.00	0.15
4.0 , 4.5	0.00	0.30	0.00	0.06	0.00	0.36
4.5 , 5.0	0.00	0.00	0.00	0.06	0.00	0.06
> 5.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Totale	6.10	7.04	6.65	11.53	12.14	43.46

Tabella 20 – Percentuali di occorrenza delle altezze d’onda significativa interessanti il sito oggetto di studio alla batimetria -7 m, suddivise in classi di 0.5 m per settori di direzione di 30°.

I paragrafi seguenti sono tratti dal documento “Analisi idrauliche relative al bacino del Candiano” commissionato dall’Autorità di bacino e sviluppato da ARPA dell’Emilia Romagna - Ingegneria Ambientale con il supporto tecnico di MED Ingegneria srl.

Una valutazione dei massimi livelli di marea in prossimità di Porto Corsini è stata effettuata nel cosiddetto Piano Coste⁷ della Regione Emilia Romagna e nel progetto CENAS⁸.

Il piano coste considera l’effetto della marea astronomica, del vento e pressione e del wave set-up, fornendo i risultati riportati nella tabella seguente.

Tr (anni)	Livello max (m s.l.m.m.)
1	1.50
10	1.95
100	2.45

Tabella 21 Livelli estremi calcolati nel Piano Coste.

Lo studio del CENAS considera la marea astronomica e l’effetto solamente del vento, i risultati sono riportati nella tabella seguente.

Tr (anni)	Livello max (m s.l.m.m.)
1	0.85
10	1.04
100	1.28

Tabella 22 Livelli estremi calcolati nel Progetto CENAS.

Come si può rilevare dal confronto delle due tabelle la differenza è notevole e va ricercata nei diversi fenomeni considerati. Infatti l’aumento dei livelli a causa di bassa pressione, considerata nel Piano Coste, ma non nel CENAS, può essere anche superiore a 50 cm e l’aumento dovuto al wave set-up dell’ordine dei 20-30 cm.

Il livello massimo da considerare per il presente studio deve tenere conto degli effetti della pressione, ma non del wave set-up, infatti questo fenomeno è rilevabile lungo le spiagge, dove si ha il frangimento delle onde, ma è praticamente trascurabile all’imboccatura di Porto Corsini.

I livelli per i vari tempi di ritorno sono quindi stati ottenuti da quelli del Piano Coste depurati del wave set-up e regolarizzati con la legge di Gumbel. I risultati ottenuti sono riportati nella tabella seguente.

Tr (anni)	Livello max (m s.l.m.m.)
30	1.80
200	2.20
500	2.40

Tabella 23 Livelli utilizzati come condizioni al contorno nel modello.

Nella Figura 10 è riportato l’andamento dei livelli utilizzati come condizione al contorno per l’evento con tempo di ritorno 500 anni.

⁷ Regione Emilia-Romagna – Idroser (1996), Progetto di piano per la difesa dal mare e la riqualificazione ambientale del litorale della Regione Emilia-Romagna.

⁸ CENAS (1998); Coastal evolution of the upper adriatic sea due to sea level rise and natural and anthropogenic land subsidence, Kluwer Academic.

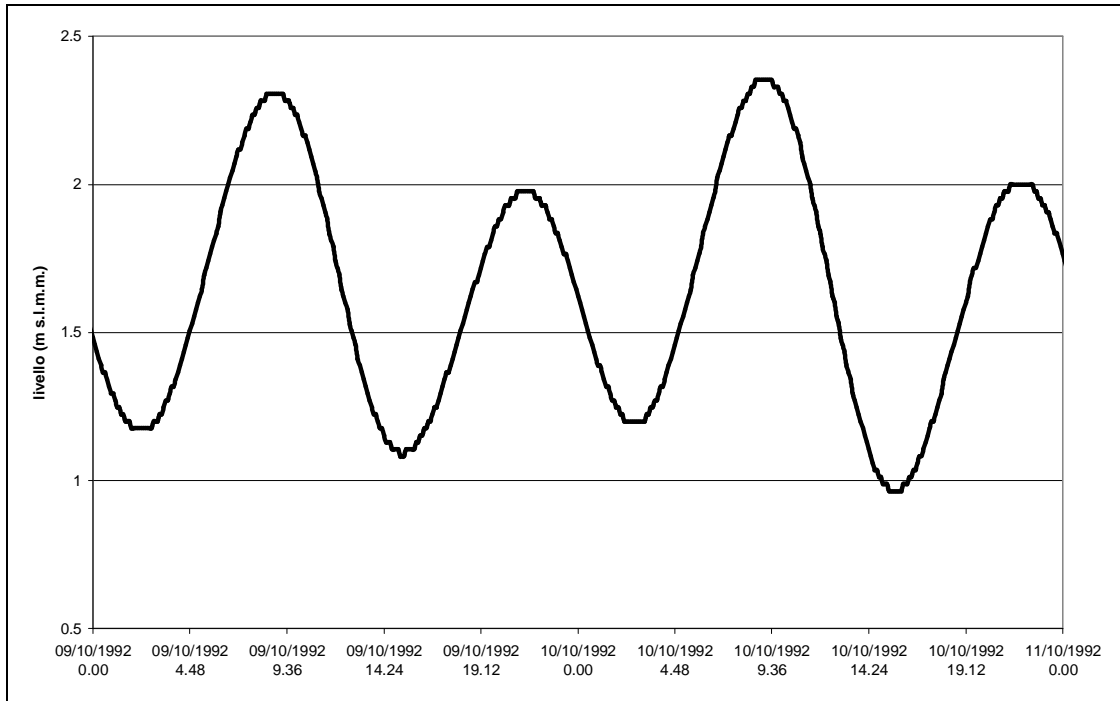


Figura 10 Marea per Tr 500 anni.

Allegato 6: tiranti idrici di riferimento per le aree di pianura sottoposte a rischio di allagamento.

I tiranti sono stati ottenuti da analisi morfologiche sul DTM di pianura desunto dalla CTR 1:5000 con gli aggiornamenti consentiti dai voli aerofotogrammetrici recenti commissionati dai Comuni di Forlì e Cesena, e sono riportati nella cartografia che costituisce allegato alla presente direttiva.

Il criterio con il quale sono stati assegnati i tiranti idrici di riferimento è il seguente:

- se l'area ricade all'interno del buffer nel quale ci si aspetta un significativo effetto dinamico da collasso arginale: il tirante idrico è considerato automaticamente maggiore di 1,5 m
- se l'area non ricade all'interno del buffer nel quale ci si aspetta un significativo effetto dinamico da collasso arginale: il tirante idrico è pari al massimo fra 0,5 m e la profondità della depressione su cui si può verificare un accumulo e ristagno idrico; la profondità della depressione è valutata sulla base del modello digitale del terreno di pianura.

Sul sito web dell'Autorità di Bacino sarà disponibile la seguente cartografia in formato grid:

- modello digitale del terreno di pianura (dempianura.asc)
- direzioni di deflusso (flowdir_pian.asc)
- profondità delle depressioni (depressioni.asc).

Si tratta di files di tipo ascii-grid esportati da Arc View Spatial Analyst. L'header del file contiene le seguenti informazioni:

ncols numero di colonne della grid

nrows numero di righe della grid

xllcorner coordinata X (easting) del pixel più a sud-ovest

yllcorner coordinata Y (northing) del pixel più a sud-ovest

cellsize dimensione del pixel

NODATA_value -9999 valore convenzionale del pixel cui non si associa alcun attributo (pixel "vuoto").

Allegato 7: metodologie di verifica speditiva e cartografia delle distanze di rispetto dai corpi arginali

Introduzione

Il presente documento descrive la metodologia pratica adottata per caratterizzare il rischio connesso al collasso arginale.

Lo scopo finale della valutazione è individuare le aree del territorio nelle quali si può risentire di un effetto dinamico significativo dovuto all'onda di piena da rottura dei corpi arginali, e di associare ad ogni area una indicazione della propensione (probabilità, *favourability*) al collasso delle arginature.

In base a tali indicazioni gli Enti locali potranno considerare nella giusta misura i rischi connessi alla realizzazione di manufatti e alla trasformazione urbanistica delle diverse aree, e individuare le misure di monitoraggio e mitigazione del rischio da adottare.

La probabilità che si verifichi collasso è praticamente impossibile da valutare in termini assoluti. In questa analisi ci si è limitati a valutare degli indicatori di propensione al collasso, costituiti da:

- un indicatore di saturabilità del corpo arginale
- un indicatore di stabilità globale calcolato in condizioni convenzionali e molto cautelative per quanto riguarda l'assegnazione di pressioni neutre.

Anche se i dati a disposizione consentono per i siti di indagine di sviluppare simulazioni matematiche anche di maggiore dettaglio, che potranno essere svolte in relazione ad esigenze locali specifiche, si deve ricordare la natura convenzionale, benché fisicamente basata, degli indicatori proposti, che non possono essere interpretati nel senso dei fattori di sicurezza cui ci si riferisce nelle norme tecniche tradizionali.

La cartografia che costituisce allegato alla presente direttiva separa l'informazione sull'estensione della zona potenzialmente a rischio, sempre valida in quanto valutata a partire dalle conoscenze sul corso d'acqua disponibili con un certo dettaglio, dalla valutazione della probabilità che un collasso effettivamente avvenga, cosa che può essere valutata solo in riferimento alle situazioni specifiche.

Quindi chi si trova ad operare all'interno della fascia di rischio potenziale dovrà caso per caso chiedersi se l'informazione disponibile sulla propensione al rischio sia localmente soddisfacente o se sia opportuno procedere ad ulteriori approfondimenti.

In questo modo, si può operare non solo tenendo conto del rischio potenziale, ma anche del rischio effettivo connesso non solo alla morfologia degli argini ma anche al loro comportamento idraulico e geotecnico.

Nel seguito si presentano gli aspetti tecnici della valutazione, sottolineando che i dati a disposizione consentono una prima valutazione del rischio alla scala territoriale, e che la natura strettamente puntuale delle valutazioni geotecniche disponibili non consente di estrapolare il comportamento atteso dei corpi arginali a distanze significative dal punto di prova. Pertanto, i calcoli svolti in relazione ad alcuni punti ben distribuiti sul territorio dovranno essere ripetuti per i casi in cui non si abbiano informazioni specifiche del sito.

Attenersi alla metodologia proposta consente di acquisire conoscenze e dati confrontabili, con i quali in futuro potrà essere sempre migliorato il quadro conoscitivo disponibile.

Per quanto attiene ad ulteriori dettagli sulle metodologie qui utilizzate, si rinvia alla letteratura specialistica disponibile presso l'Autorità di bacino.

I paragrafi seguenti illustrano i passaggi logici che hanno portato alla definizione della cartografia:

1. individuazione della fascia in cui si possono sentire gli effetti dinamici della breccia arginale (livelli idrici e velocità dell'acqua potenzialmente pericolosi)
2. valutazione della propensione alla saturazione dei corpi arginali (saturabilità)

3. valutazione della propensione dei corpi arginali al collasso in condizioni sature (instabilità)
4. classificazione dei corpi arginali in base alla saturabilità e all'instabilità.

Individuazione della fascia in cui si possono sentire gli effetti dinamici della breccia arginale

Il problema del rischio derivante da un eventuale fenomeno di breccia arginale è stato affrontato implementando un metodo analitico semplificato per determinare le zone interessate da fenomeni dinamici pericolosi in prossimità dei rilevati arginali: il fenomeno di breccia arginale porta alla formazione di un flusso in uscita il cui fronte si disperde a campagna con un angolo di apertura variabile a seconda della morfologia circostante; questa dispersione porta ad una diminuzione della portata specifica (portata per unità di larghezza del fronte), con conseguente calo della pericolosità. Il modello calcola una distanza di rispetto oltre la quale non sono più ritenuti pericolosi i fenomeni dinamici dell'onda di breccia, mediante l'introduzione di un'adeguata soglia di rischio.

Si è fatto ricorso ad un modello conservativo di moto permanente che impone la costanza della portata fra la sezione subito a valle della breccia arginale e una sezione generica del flusso a piano campagna fuori alveo. Tale ipotesi di calcolo è giustificata dal fatto che i transitori sono estremamente brevi nelle immediate vicinanze della breccia, e quindi di fatto la sola conservazione della portata fornisce una descrizione accettabile del fenomeno. A queste conclusioni si è giunti mediante apposite esplorazioni numeriche per i cui dettagli si rinvia alla letteratura.

Sono state sviluppate anche analisi mediante modelli di moto vario che hanno portato alla costruzione di una relazione empirica di regressione fra la portata massima uscente dalla breccia arginale e i parametri che vi influiscono:

- larghezza e profondità della breccia,
- portata massima defluente in alveo in corrispondenza dello sfioro.

La portata massima specifica in uscita dalla breccia (per unità di larghezza della breccia) può essere in questo modo facilmente calcolata per via puramente geometrica, conoscendo la geometria di breccia (profondità e larghezza) e la portata in alveo, mediante la seguente espressione empirica:

$$q_{\max} = 0.15 \left(\frac{Q_{\max}}{L_b} \right)^{0.5} P^{1.25} \quad (1.1)$$

dove:

P è la profondità di breccia;

L_b è la larghezza della breccia;

Q_{\max} è la portata massima in alveo, presa pari alla Q_{30} nel caso in esame.

Nota la geometria della breccia e la portata in alveo, deve essere scelto un adeguato indice di rischio i_r per determinare le zone di rispetto: viene definito come il prodotto fra la velocità e il tirante, ovvero come portata specifica per unità di larghezza del fronte di propagazione dell'onda di breccia a campagna:

$$i_r = Q/L = v * h \quad (1.2)$$

dove:

v è la velocità del fronte e h è il tirante idrico, variabili in funzione della distanza dal corpo arginale;

Q è la portata in alveo;

L la larghezza del fronte di propagazione.

La larghezza del fronte di propagazione cresce notevolmente con l'allontanarsi dalla breccia, con conseguente diminuzione della portata per unità di lunghezza, per effetto della dispersione sul territorio dell'onda di breccia.

Definito un valore per l'indice di rischio i_r , nota la portata in alveo e la geometria della breccia, si può calcolare facilmente la distanza di pericolo mediante la seguente espressione:

$$d = \frac{(q_{\max}/i_r - 1)}{2tg(\alpha/2)} L_b \quad (1.3)$$

dove:

d è la distanza del fronte dalla breccia;

L_b è la larghezza della breccia;

α è l'angolo di dispersione della portata di breccia.

L'unico parametro ancora incognito è l'angolo di dispersione α , la cui scelta è soggetta ad una certa arbitrarietà. Viene in aiuto la morfologia del territorio e del corso fluviale: bisogna valutare eventuali confinamenti del flusso derivanti da rilevati stradali o altro, meandri del fiume molto stretti o altro ancora.

Il modello descritto è stato utilizzato per la creazione di buffer di pericolosità attorno ai tratti arginali dei fiumi Lamone, Ronco, Montone, Fiumi Uniti e Savio, scegliendo i seguenti valori:

- l'indice di rischio i_r è stato preso pari a $0.35 \text{ m}^2/\text{s}$
- la sezione di breccia è stata presa di forma rettangolare, le cui dimensioni sono state scelte convenzionalmente nel seguente modo: la profondità P è stata presa pari all'altezza dell'argine considerato, la larghezza L_b pari ai $2/3$ della larghezza dell'alveo, misurata fra i due spigoli interni dei rilevati arginali;
- la portata massima Q_{\max} in alveo è stata presa pari alla Q_{30} , stimata sui $700 \text{ m}^3/\text{s}$ per il Lamone, Ronco e Montone, $900 \text{ m}^3/\text{s}$ per il Savio e $1400 \text{ m}^3/\text{s}$ per i Fiumi Uniti, come somma delle portate dei due fiumi;
- l'angolo di dispersione α è stato scelto convenzionalmente secondo un criterio morfologico: 90° per tratti rettilinei, 120° per tratti in esterno curva e 60° per tratti in interno curva, per tenere conto del confinamento della dispersione a campagna.

In base alla geometria della sezione e alla portata Q_{\max} in alveo è stata valutata la portata specifica in uscita dalla breccia; in base all'angolo di dispersione e all'indice di rischio, cioè alla portata specifica oltre alla quale gli effetti dinamici del moto dell'onda di breccia possono ritenersi non pericolosi, è stata calcolata la distanza di rispetto dal piede del rilevato arginale.

Il calcolo è stato implementato in un foglio elettronico per ogni sezione a disposizione, poco meno di 500 sezioni in totale, di cui circa 170 sul Lamone, 110 sul Montone, 60 sul Ronco e sul Savio, 30 sui Fiumi Uniti.

Si è individuata una distanza di pericolosità per entrambe le arginature, in destra e in sinistra, da cui si è costruita una cartografia delle zone di rispetto mediante buffer. Tale cartografia è riportata in allegato ed individua le zone nelle quali si può verificare un effetto dinamico della rotta arginale, supponendo che questa si verifichi. Per avere indicazioni riguardo alla possibilità di tale verificarsi, si sono estese le fasi successive dell'analisi.

Saturabilità

La saturabilità del corpo arginale è vista come parametro fondamentale per la valutazione della propensione dell'argine a fenomeni di collasso, conseguenti al peggioramento delle caratteristiche meccaniche del terreno. È stato scelto il dominio di flusso come la parte del rilevato arginale più pericolosa ai fini del collasso, all'interno del quale si ipotizza avvenga il fenomeno di propagazione del fronte di saturazione. Questa scelta, a favore di sicurezza, suppone che la restante parte

dell'arginatura e del terreno di fondazione sia già satura, e serve solo a studiare correttamente la saturabilità, non mirando a simulazioni realistiche del fenomeno.

Lo studio parte da una ipotesi di brusco innalzamento del livello in alveo, fino al raggiungimento di una quota a 50 cm dalla sommità arginale, la quale permane in alveo per un tempo indefinito.

Il parametro utilizzato per valutare la saturabilità del corpo arginale è il Tempo di Semisaturazione T_{ss} , ovvero il tempo che il fronte di saturazione impiega per raggiungere la mezzeria della sezione considerata. Convenzionalmente, si considera che il fronte raggiunga la mezzeria del corpo arginale quando la tavola d'acqua (superficie a saturazione totale) sia più alta del 60 % dell'altezza del corpo arginale in mezzeria.

Il calcolo della saturabilità di un corpo arginale, e di conseguenza la valutazione del suo tempo di semisaturazione (T_{ss}) è stato eseguito implementando un modello analitico, calibrato sulla base di un modello numerico che integra mediante elementi finiti l'equazione di Richards.

Il modello analitico deriva dall'involuppo di due modelli analitici già presenti in letteratura:

- una variante del modello di Green-Ampt (spesso utilizzato in idrologia per valutare le infiltrazioni in un suolo verticale), modificato per una infiltrazione orizzontale nella forma:

$$x = \sqrt{\frac{2Kt}{M}}(H + S_s - z) \quad (2.5)$$

Dove:

x è la progressiva;

z è la quota della tavola d'acqua

K è la conducibilità idraulica in condizioni di completa saturazione;

t è il tempo (la variabile indipendente);

H è il carico imposto dalle condizioni al contorno, determinato dall'altezza del tirante idrico;

M è l'infiltrazione cumulata e valuta la quantità di vuoti non riempiti dall'acqua: è definito da

$M = \theta_s - \theta_i$ dove θ_s è il contenuto d'acqua a saturazione, ed è uguale alla porosità effettiva, mentre θ_i è il contenuto d'acqua iniziale;

S_s è il potenziale di suzione del fronte umido, parametro introdotto appositamente per il modello di Green-Ampt e rappresenta la forza capillare per unità di superficie del suolo considerato che viene esercitata all'interfaccia fra fase non bagnante e fase bagnante espressa in altezza d'acqua.

Si tratta comunque di un parametro che non influenza sensibilmente il risultato, i cui valori possono essere facilmente reperiti in letteratura.

- il modello di Marchi che descrive l'infiltrazione mediante l'equazione del moto in falda artesianica:

$$h_1(x, t) = h_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{n}{kH_0 t}} \right) \right] \quad (2.6)$$

Dove:

h_1 è l'innalzamento del livello di falda dal livello originario;

h_0 è l'innalzamento in alveo del livello dell'acqua dovuto alla piena,

H_0 è l'altezza originaria della falda;

k è la conducibilità idraulica in condizioni sature;

n è la porosità effettiva;

x e t sono rispettivamente la progressiva di avanzamento del fronte e il tempo.

L'involuppo dei due modelli è semplicemente la funzione che ad ogni valore di x associa il massimo valore di tavola d'acqua calcolata dai due modelli.

Il calcolo ha portato alla determinazione dei tempi di semisaturazione per un centinaio di sezioni, delle quali erano disponibili geometria e caratteristiche meccaniche del terreno. Si è cercato di estendere il valore della saturabilità del rilevato arginale, informazione assolutamente puntuale poiché riferito a caratteristiche locali, ai tratti intermedi fra le prove, senza riscontrare alcuna correlazione significativa.

Collasso Arginale

Per valutare la propensione al collasso arginale, è stato adottato il ben noto metodo di Fellenius. Noto l'angolo di inclinazione delle scarpata, è possibile la determinazione degli angoli per l'individuazione geometrica del centro del cerchio critico di scivolamento passante per il piede arginale, mediante il seguente schema:

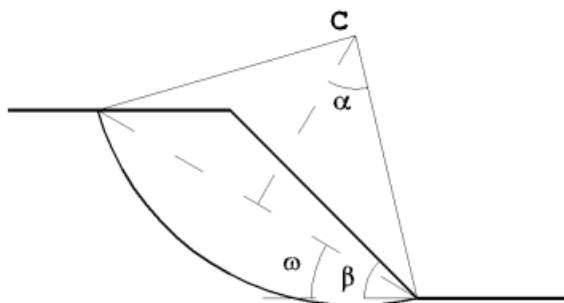


Figura 3 – individuazione del centro del cerchio critico di scivolamento

dove:

α è l'angolo compreso fra la congiungente il piede della scarpata dal centro del cerchio critico C e la normale alla corda del cerchio critico passante per il centro C ;

β è l'angolo di inclinazione della scarpata rispetto all'orizzontale;

ω è l'angolo di inclinazione della corda del cerchio critico.

L'abaco mette in relazione α e ω con β utilizzando le relazioni empiriche:

$$\alpha = 6.71\sqrt{90 - \beta} \quad (3.1)$$

$$\omega = 1.16\beta^{0.83} \quad (3.2)$$

ricavate interpolando i valori riportati nei grafici seguenti (Supino G., "Le reti idrauliche" Patron ed. Bologna (1965)).

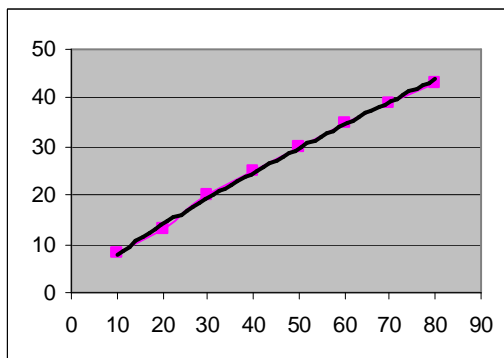
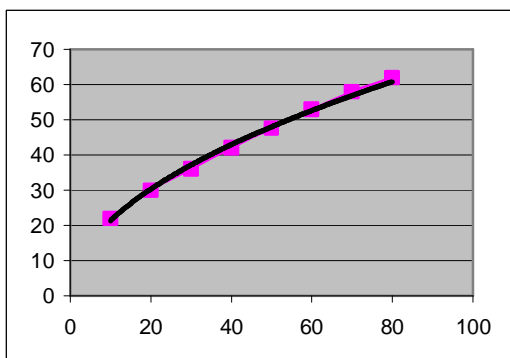


Figura 4 – grafico a sinistra: relazione fra α e β
 grafico a destra: relazione fra ω e β

Il calcolo è stato effettuato ipotizzando un brusco innalzamento in alveo dal livello originale (convenzionalmente posto pari alla profondità della piezometrica, se presente) fino a una quota a 50 cm dalla sommità arginale. Il calcolo della zona satura è stato condotto come se la piena perdurasse per almeno 10 giorni, caso assai improbabile nei corsi d'acqua considerati, ma utile a dare indicazioni qualitative per determinare le zone più critiche, per eventuali verifiche più rigorose da eseguire in un secondo momento. Non si ha la consistenza sufficiente per valutazioni più fini, essendo un abaco molto semplice e grossolano: fornisce però velocemente una indicazione attendibile delle zone più critiche.

È stato implementato un foglio elettronico in cui in ingresso vengono inserite le caratteristiche geometriche del rilevato (altezza e inclinazione della scarpata, larghezza in sommità) e quelle meccaniche del terreno (coesione, angolo di attrito, peso specifico, zone a completa saturazione). In base all'angolo di inclinazione della scarpata, vengono forniti i valori degli angoli α e ω necessari per individuare il centro del cerchio critico. Il raggio è determinato dalla conoscenza dei due angoli e dall'ipotesi che tutte le superfici di scorrimento passino dal piede del rilevato (come mostrato in figura 3).

Il calcolo del fattore di sicurezza viene condotto dividendo l'area del cerchio di scorrimento in un certo numero di conci, che dipende dalla geometria del rilevato e di eventuali stratificazioni, per i quali vengono calcolate le forze stabilizzanti (derivanti dalla coesione e dall'angolo d'attrito) e quelle destabilizzanti (imputabili al peso del materiale e all'alleggerimento dovuto alla saturazione). Il Fattore di Sicurezza (FS) è calcolato come il rapporto fra la risultante delle forze stabilizzanti e destabilizzanti agenti sull'intero cerchio critico:

$$F.S. = \frac{\sum_{i=1}^n T_S}{\sum_{i=1}^n T_D} = \frac{\sum_{i=1}^n (P_i \cos(\alpha_i) \operatorname{tg}(\varphi_j) + c_j \Delta s_i)}{\sum_{i=1}^n P_i \operatorname{sen}(\alpha_i)} \quad (3.3)$$

Il calcolo ha portato alla determinazione dei fattori di sicurezza per un centinaio di sezioni, le stesse di cui è stato determinato il T_{ss} , delle quali erano disponibili geometria e caratteristiche meccaniche del terreno. Come per la saturabilità, si è cercato di estendere il rischio di collasso arginale ai tratti intermedi fra le prove, con altrettanti scarsi risultati: non è stata riscontrata alcuna correlazione significativa. Si è pertanto ritenuto più opportuno associare i valori ottenuti solo alla sezione corrispondente, lasciando ai soggetti interessati ulteriori campagne di approfondimento e integrazione per i tratti mancanti.

Classificazione dei corpi arginali

Nella cartografia costruita servendosi degli indicatori sopra esposti è stata utilizzata la seguente legenda.

I sono fattori di sicurezza stati divisi in 3 classi di pericolosità:

- $FS < 1.0$ classe 0 (potenzialmente instabile)
- $FS = 1.0 - 1.3$ classe 1 (debolmente stabile)
- $FS > 1.3$ classe 2 (stabile)

mentre i tempi di semisaturazione sono stati divisi in altre 3 classi:

- $T_{ss} = 0 - 3$ gg classe 0 (altamente saturabile)
- $T_{ss} = 3 - 10$ gg classe 1 (mediamente saturabile)
- $T_{ss} > 10$ gg classe 2 (poco saturabile)

La legenda è stata studiata per combinare in un unico simbolo entrambi gli aspetti; si è utilizzato un simbolo in cui:

- il colore indica la classe del T_{ss} ; si è utilizzata una scala del rosso/giallo, con pericolosità decrescente verso il giallo;
- la dimensione indica la classe del FS : più è grande il simbolo, più è critica la sezione.

Di seguito si riporta un esempio della legenda utilizzata.










	0	$FS < 1 \cdot T_{ss} < 3$ gg
	1	$FS < 1 \cdot T_{ss} < 10$ gg
	2	$FS < 1 \cdot T_{ss} > 10$ gg
	10	$1 < FS < 1.3 \cdot T_{ss} < 3$ gg
	11	$1 < FS < 1.3 \cdot T_{ss} < 10$ gg
	12	$1 < FS < 1.3 \cdot T_{ss} > 10$ gg
	20	$FS > 1.3 \cdot T_{ss} < 3$ gg
	21	$FS > 1.3 \cdot T_{ss} < 10$ gg
	22	$FS > 1.3 \cdot T_{ss} > 10$ gg

Figura 5 – Legenda per la cartografia dei FS e dei Tss

Metodologie di indagine geognostica

L'Autorità di bacino rende disponibili tutti i dati geognostici delle campagne eseguite sugli argini, e i capitoli tecnici sulla loro esecuzione. Si raccomanda per ogni futuro approfondimento del tema di attenersi alle indicazioni ivi contenute al fine di conseguire conoscenze omogenee.

La cartografia relativa al presente allegato sarà disponibile sul sito web dell'Autorità di Bacino.