

Definizione di scenari e analisi delle condizioni di rischio geologico-idraulico derivanti da una possibile occlusione d'alveo per frana nel T. Reggia (Bacino del Tevere – Umbria settentrionale).

Corrado Cencetti¹, Andrea Fredduzzi², Ivan Marchesini³, Marco Seghetta⁴

¹Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Facoltà di Ingegneria di Perugia, corcen@unipg.it

²Autore corrispondente. Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Facoltà di Ingegneria di Perugia, via G. Duranti n. 93, 06125 Perugia. Tel: 075 5853760 Fax: 075 5853756. fredduzzi@unipg.it

³Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Facoltà di Ingegneria di Perugia, marchesini@unipg.it

⁴Libero Professionista, basrules@email.it

Definition of scenarios and analysis of geological-hydraulic risk conditions due to a possible landslide dam in Reggia Creek (River Tiber basin, Northern Umbria, central Italy).

ABSTRACT: Landslide dams form when a landslide reaches the bottom of a river valley causing the blockage (partial or total) of the water course. The first effect of such a dam is the formation of a backwater lake and the submersion of the areas upstream, while the possibility of a sudden dam collapse, with a quick release of the impounded waters, produces a high flood risk to the downstream areas. In this work we have carried out an analysis of a dormant landslide situated on the left slope of Reggia Creek, 800 m upstream of Umbertide (Northern Umbria): the huge extension of the area involved in the landslide (85000 m²) and the peculiarities of the river valley makes highly probable the blockage of the river, as a consequence of the landslide reactivation. The procedure proposed consists of quantifying the volume of the displaced material through a slope stability analysis, defining dam geometry in conformity with the involved volume, simulating the dam failure through the “BREACH” code, verifying the hydraulic risks both in the downstream and upstream areas. This method, clearly schematic because of the congenital phenomena complexity, is based on the evaluation of a reduced number of variables and, for this reason, it can be particularly suitable for a preliminary characterization of the risk condition.

Key terms: landslide dams, geological-hydraulic risk, simulation of scenarios.

Termini chiave: occlusione d'alveo per frana, rischio geologico-idraulico, simulazione di scenari.

Riassunto

Le occlusioni d'alveo per frana rappresentano un “ambito” in cui alla pericolosità intrinseca dell'evento franoso si aggiungono due condizioni di pericolosità indotta: una connessa con l'inondazione delle aree a monte dello sbarramento ed una collegata alla rottura dello stesso ed al rilascio, a valle, di un'onda di piena a carattere impulsivo. Il metodo proposto per la valutazione di tale pericolosità è stato applicato ad un movimento franoso, in stato quiescente, che si sviluppa sul versante in sinistra idrografica del T. Reggia, circa 800 metri a monte dell'abitato di Umbertide (Umbria settentrionale): la notevole estensione dell'area coinvolta (85000 m²) e le caratteristiche della valle fluviale rendono molto probabile, in caso di riattivazione, l'occlusione dell'alveo. La procedura prevede: la definizione del volume di materiale interessato dal movimento tramite un'analisi di stabilità del pendio, la definizione della geometria dello sbarramento in funzione del volume coinvolto, la simulazione del collasso del corpo diga tramite il codice “BREACH”, la verifica

delle condizioni di rischio idraulico a monte e a valle della frana. Il metodo, forzatamente schematico per la complessità congenita del fenomeno, si basa sulla determinazione di un numero ridotto di variabili e, pertanto, può essere ritenuto efficace soprattutto in chiave di una caratterizzazione preliminare delle condizioni di rischio.

Introduzione

Il lavoro analizza alcuni aspetti delle condizioni di rischio connesse con movimenti di versante che determinano l'ostruzione totale o parziale della sezione di deflusso di un corso d'acqua e la conseguente formazione di un invaso a monte (Costa & Schuster, 1988). Il bacino lacustre, che si forma a monte dell'occlusione, può durare a lungo nel tempo o avere vita effimera: una volta superata (senza “collasso”) la fase acuta, la situazione si normalizza con la graduale eliminazione dello sbarramento per tracimazione o per erosione, oppure, dove possibile o conveniente, con la stabilizzazione (naturale o artificiale) ed il mantenimento

del lago di sbarramento (Casagli & Ermini, 1999; Cencetti et al., 2002).

Alla pericolosità intrinseca dell'evento franoso, vanno ad aggiungersi due condizioni di pericolosità indotta: la prima è connessa con l'inondazione a monte dello sbarramento ed è dovuta alla riduzione della capacità di smaltimento delle portate transistanti per effetto della barriera idraulica; la seconda è collegata alla possibile rottura della diga naturale, che comporta l'improvviso rilascio di un'onda di piena "anomala", a carattere impulsivo, a valle della sezione occlusa. Negli sbarramenti d'alveo, perciò, l'ambito del rischio geomorfologico va ad aggiungersi a quello connesso con il rischio idraulico. Spesso è proprio il secondo addendo - quello dovuto alla duplice sofferenza idraulica, verso monte e verso valle - ad essere il più gravoso (Ermini & Casagli, 2003). Le due suddette fenomenologie di rischio vengono affrontate dagli attuali strumenti di pianificazione (PAI - Piano di Assetto Idrogeologico) in maniera distinta. Se, da un lato, si è convinti che la scelta rispecchi l'esigenza di definire linee chiare di pianificazione degli interventi, dall'altro si vuole evidenziare la necessità di prestare attenzione anche alle condizioni di rischio derivanti dall'interferenza fra i due processi. Da qui l'idea di avviare un processo di approfondimento del PAI, raccordando le tipologie di rischio già individuate nel Piano.

Caratteristiche generali dell'area di studio

Il bacino del T. Reggia è ubicato nella parte settentrionale dell'Appennino umbro-marchigiano lungo il versante sinistro della valle del Tevere e si estende con forma allungata in direzione NE-SW. Le principali caratteristiche morfologiche sono riportate nella tabella 1.

Tabella 1 - Principali caratteristiche morfologiche del bacino del T. Reggia sotteso dall'ipotetica sezione di sbarramento.

Main morphological characteristics of the Reggia Creek watershed, upstream the cross section where a natural dam is hypothesized.

Lunghezza asta principale (km)		7.55
Area bacino (km ²)		10.44
Quota max (m slm)		708
Quota media (m slm)		456
Quota min (m slm)		265
Coordinate piane UTM/ED50	N	4 802 221
Fuso33 centroide bacino (m)	E	287 623
Coordinate piane UTM/ED50	N	4 799 555
Fuso33 sezione chiusura (m)	E	285 142

La frana, attualmente quiescente, si sviluppa sul versante in sinistra idrografica del T. Reggia (tra quota 268 e quota 310 m s.l.m.) ed è ubicata circa 800 metri a monte dell'abitato di Umbertide (PG). Presenta un'estensione notevole, pari a circa 85000 m² (Fig. 1). È impostata su

sedimenti clastici continentali comunemente attribuiti alla facies fluvio-lacustre di colmamento dell'Antico Lago Tiberino (Villafranchiano Auct.). Da un punto di vista geomorfologico è la risultante di molteplici scorrimenti, piuttosto superficiali, a carattere rotazionale, evidenziati da avvallamenti con presenza di vegetazione arbustiva igrofila.

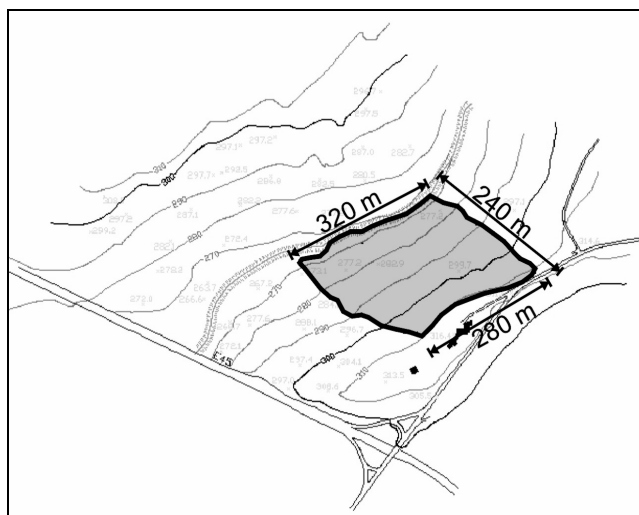


Figura 1 – Schema topografico dell'area oggetto di studio.
Simplified topographic map of the studied area.

Il corpo di frana è costituito da depositi limo-argillosi ove la componente argillosa prevale su quella limosa. Per quanto riguarda i restanti parametri geotecnici, essi sono stati calibrati in base alle informazioni disponibili in letteratura (Burghignoli, 1991) ed in funzione dell'analisi di stabilità del pendio (*back analysis*).

Analisi di stabilità del pendio

L'ipotesi di partenza perché si realizzi lo sbarramento è la seguente:

- la frana si riattiva con un movimento caratterizzato da una cinematica rapida e lo stesso coinvolge (simultaneamente) tutta l'area considerata.

L'insufficiente definizione dei caratteri stratigrafici e geomeccanici del terreno, nonché la mancanza di informazioni sul regime delle pressioni interstiziali rendono incerta l'analisi di stabilità del pendio. Tramite il software SLOPE/W (Krahn J., 2004) è stata condotta una *back analysis* per esaminare possibili meccanismi di rottura e verificarne la validità.

Applicando il metodo GLE (*general limit equilibrium* - Fredlund, 1977), facendo affidamento ai parametri di resistenza residua e ipotizzata una falda geometricamente e idraulicamente plausibile per il pendio, sono state analizzate superfici di scorrimento cinematicamente compatibili con gli spostamenti superficiali osservati. Fra le possibili superfici di scorrimento, quella più probabile (coefficiente di sicurezza *F* sempre inferiore all'unità al variare delle

condizioni idrauliche del pendio) presenta una profondità massima di circa 6 m dal piano campagna. Gli elementi iniziali e finali delle superfici, che hanno scarsa influenza sul fattore di stabilità, sono stati assunti tenendo conto delle osservazioni morfologiche di terreno. Dall'analisi di sensitività effettuata sulle caratteristiche, meccaniche si è osservato che non è possibile giustificare uno scorrimento, anche nelle condizioni idrauliche più sfavorevoli, se non si ammette che la resistenza sia decaduta a valori residui piuttosto bassi (angolo di attrito 10° e coesione di pochi KPa); comunque l'evidente presenza di movimenti di scorrimento (Fig 4) giustifica i parametri adottati.

Definizione dei dati di input per le simulazioni

Sulla base della superficie di scorrimento più probabile (vedi paragrafo precedente) è stato possibile determinare il volume del materiale in frana, che è stato stimato in circa 335000 m^3 .

Tramite l'utilizzo del software GRASS GIS (Netler e Mitasova, 2004), a partire dalle curve di livello con equidistanza 10 m tratte dalla CTR della Regione Umbria, è stato ottenuto un modello altimetrico digitale del terreno (DEM) con una risoluzione al suolo pari a 5 m.

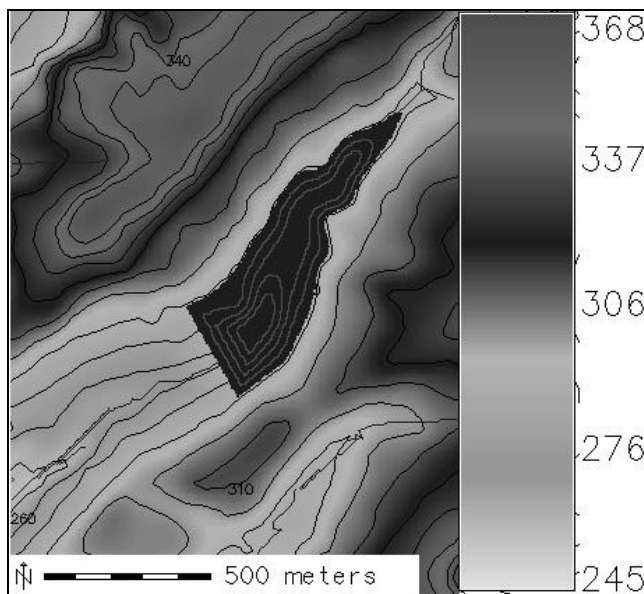


Figura 2 - Situazione conseguente all'occlusione; è evidenziato il perimetro del lago di sbarramento ed i contorni degli invasi a quote inferiori, con passo 4 m.

Situation after the filling of the reservoir is complete: basin coverages are printed in several situations of impoundment, with a 4-meters contour interval.

Per determinare la geometria dello sbarramento sono state riprodotte molteplici configurazioni, variando la posizione degli estremi di monte e di valle della diga e la pendenza dei paramenti, fino a far coincidere il volume dello sbarramento con quello del movimento franoso che lo alimenta. La soglia di sbarramento è stata posta a quota 289

m s.l.m.; il coronamento è lungo 300 m, mentre l'elevazione del fondo del bacino è pari a 269 m s.l.m.

L'utilizzo di opportuni "moduli" di GRASS ha consentito di calcolare, per diverse quote di invaso, area e volume del corrispondente bacino lacustre. In figura 2 viene riprodotto lo sbarramento con soglia a quota 289 m e il relativo specchio lacustre, nonché i perimetri degli invasi a quote inferiori con passo 4 m.

L'analisi idrologica è stata effettuata seguendo una procedura che integra i risultati dell'analisi regionale delle precipitazioni di durata da 1 a 24 h ed il metodo del Curve Number. Per il calcolo delle portate al colmo si è utilizzato l'idrogramma triangolare di Gherardelli, con tempo di risalita pari al tempo di discesa (Mancinelli, 1996; Autorità di Bacino del fiume Tevere, 1996). I risultati sono sintetizzati nella tabella 2 e suddivisi in base ai tempi di ritorno (TR) pari a 50, 100, 200, 500 anni.

Tabella 2 - Risultati dell'analisi idrologica.
Hydrologic analysis outcomes.

TR anni	Q m^3s^{-1}	Contributo unitario alla formazione delle piene $\text{m}^3\text{s}^{-1}\text{km}^{-2}$
50	17	1.6
100	21	2.0
200	26	2.5
500	32	3.1

Riunendo i risultati dell'analisi idrologica con i dati relativi ai volumi invasati sono stati calcolati i tempi di riempimento del bacino (Tab. 3), fondamentali per possibili interventi di Protezione Civile (Clerici et al., 1996).

Tabella 3 - Tempi di riempimento del lago di sbarramento per diversi valori di portata.

Reservoir filling times to inflow changes.

PROFONDITA' DELLA SUPERFICIE LACUSTRE	ESTENSIONE DELLO SPECCHIO LACUSTRE	VOLUME DELL' INVASO	TEMPO DI RIEMPIMENTO PER Q_{50}	TEMPO DI RIEMPIMENTO PER Q_{100}	TEMPO DI RIEMPIMENTO PER Q_{200}	TEMPO DI RIEMPIMENTO PER Q_{500}
m	m^2	m^3	ore	ore	ore	ore
20	172572	1170569	19.13	15.48	12.51	10.16
18	140762	864543	14.13	11.44	9.24	7.50
16	114864	613778	10.03	8.12	6.56	5.33
14	91996	410694	6.71	5.43	4.39	3.57
12	70732	251698	4.11	3.33	2.69	2.18
10	44959	139377	2.28	1.84	1.49	1.21
8	23469	81419	1.33	1.08	0.87	0.71
6	15905	43849	0.72	0.58	0.47	0.38
4	9755	19004	0.31	0.25	0.20	0.16
2	4852	4551	0.07	0.06	0.05	0.04
0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00

Dall'esame della tabella 3 risulta evidente come i tempi di riempimento e, di conseguenza, i tempi tecnici di intervento, siano molto contenuti.

Simulazione del collasso dello sbarramento

Il passo successivo è consistito nella definizione della probabilità di collasso della diga naturale, utilizzando il codice *BREACH* (Fread, 1988). Il modello è in grado di simulare il collasso di una diga in terra per trascinamento e di

predire l'evoluzione nel tempo della breccia e l'idrogramma delle portate in uscita. È pertanto applicabile, pur con le necessarie approssimazioni, anche al caso delle *landslide dams* (Cencetti et al., 2004). I principali dati di input sono:

- geometria della diga (lunghezza, larghezza e altezza del coronamento, inclinazione dei paramenti di monte e di valle);
- proprietà geotecniche dei materiali della diga (peso di volume, caratteristiche granulometriche, porosità, coesione, angolo di attrito interno);
- superfici di invaso alle varie quote (curva di invaso), livello iniziale dell'invaso e portate affluenti.

Il modello simula prima un'erosione regressiva che dal paramento di valle retrocede fino al bordo di monte del coronamento, poi una breccia che si approfondisce e si allarga fino a raggiungere, al limite, il fondo della diga.

La forma della breccia dipende dalle caratteristiche geotecniche dei materiali costituenti: inizialmente è rettangolare, in seguito, l'inclinazione dei fianchi diminuisce per frane di sponda. La forma definitiva è trapezoidale.

Si sono eseguite inizialmente una serie di simulazioni (per portata cinquantennale), al fine di stabilire per quale intervallo temporale (*time step*) il modello risultasse stabile e quale fosse l'influenza dello stesso sui risultati finali. L'intervallo di valori all'interno del quale il modello di calcolo risulta stabile è elevato e le grandezze, per differenti *time steps*, non si discostano troppo dai valori medi. Come passo temporale per effettuare la simulazione è stato adottato il valore di 0.01 h.

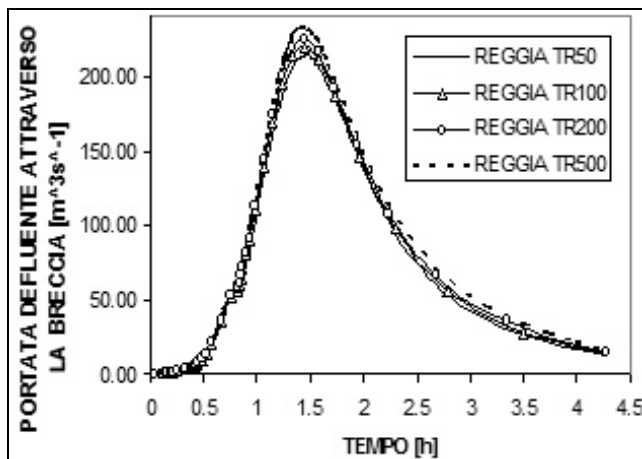


Figura 3 - Idrogrammi in uscita dalla breccia per diversi valori di portata in ingresso.

Outflow hydrographs corresponding to different inflows.

Si è proceduto, poi, ad eseguire l'analisi di sensitività al variare della coesione c' e dell'angolo di attrito interno φ (con portata duecentennale) per i seguenti parametri: portata di picco in uscita dalla breccia (Q_p), il tempo di picco (t_p) e la larghezza in sommità della breccia al tempo di picco (BRW). I risultati riportati nelle tabelle 5 e 6 mostrano che:

- Q_{picco} effluente dalla breccia è moderatamente

influenzata da c' ed è invariabile con φ ;

- t_{picco} è moderatamente influenzato da c' ed è all'incirca invariabile con φ ;
- BRW è piuttosto variabile con c' ed è quasi invariabile con φ .

L'analisi di sensitività mostra come la coesione del materiale che costituisce il corpo di frana sia il parametro che più influenza le simulazioni relative al collasso dello sbarramento; pertanto è sicuramente tra quelli che dovrebbero essere definiti in maniera più accurata.

Infine, sono state eseguite simulazioni finali, che hanno consentito di definire l'evoluzione nel tempo della breccia e l'idrogramma delle portate in uscita in funzione delle portate in ingresso (tempi di ritorno $T_R = 50, 100, 200$ e 500).

In tabella 6 e in figura 3 sono riportati, rispettivamente, i principali dati di output al variare della portata in ingresso nel lago e gli idrogrammi in uscita dalla breccia.

Tabella 4 - Analisi di sensitività dei principali dati di output di BREACH al variare della coesione c' ($\varphi = \text{cost.} = 10^\circ$).

Sensitivity of BREACH outputs to cohesion changes of the dam material ($\varphi = \text{const.} = 10^\circ$).

c' lb/ft ²	c' Kpa	Q_{picco} m ³ s ⁻¹	t_{picco} h	BRW m	ΔQ_{picco} %	Δt_{picco} %	ΔBRW %
0	0	223.87	1.14	41.46	0	0	0
50	2.39	224.95	1.44	41.76	0.48	26.32	0.74
100	4.79	195.56	1.51	25.46	-13.07	4.86	-39.04
150	7.18	228.72	1.62	31.89	16.96	7.28	25.24
200	9.58	217.02	1.63	31.30	-5.11	0.62	-1.84
250	11.97	204.65	1.71	31.98	-5.70	4.91	2.18
300	14.36	194.06	1.50	16.08	-5.18	-12.28	-49.71
350	16.76	220.33	1.51	18.58	13.54	0.67	15.54

Tabella 5 - Analisi di sensitività dei principali dati di output di BREACH al variare dell'angolo di attrito φ ($c' = \text{cost.} = 50 \text{ lb/ft}^2$).

Sensitivity of BREACH outputs to friction angle changes of the dam material ($c' = \text{const.} = 50 \text{ lb/ft}^2$).

φ °	Q_{picco} m ³ s ⁻¹	t_{picco} h	BRW m	ΔQ_{picco} %	Δt_{picco} %	ΔBRW %
8	0.23	1.42	0.43	0	0	0.00
9	0.25	1.44	0.44	12.50	12.50	1.41
10	0.28	1.44	0.44	11.11	11.11	0.00
11	0.31	1.43	0.44	10.00	10.00	-0.69
12	0.34	1.45	0.44	9.09	9.09	1.40
13	0.37	1.47	0.45	8.33	8.33	1.38
14	0.40	1.49	0.45	7.69	7.69	1.36
15	0.42	1.51	0.46	7.14	7.14	1.34

Verifica idraulica

L'ultima parte del lavoro riguarda la verifica del livello di criticità idraulica complessiva. Sono stati considerati due scenari: uno riferito alle condizioni attuali (scenario 1) e uno relativo a quelle indotte dal collasso dello sbarramento ipotizzato (scenario 2).

Il tratto d'alveo oggetto di simulazione è lungo circa 650 m, a partire dall'ipotetica estremità di monte della diga sino alla sezione finale costituita dal viadotto della superstrada (500 m circa a monte dell'abitato di Umbertide). L'asta è stata divisa in 8 tratti, lunghi in media 90 m e con pendenza

media pari a circa 0.2% (Fig. 4); per quanto riguarda i dati geometrici utilizzati si è fatto riferimento alla cartografia esistente e ad un rilievo topografico realizzato *ad hoc*.

La modellazione idraulica dei fenomeni di propagazione delle piene in alveo è stata effettuata con riferimento ad uno schema di moto permanente monodimensionale, per valori delle portate pari a quelli al colmo di piena con periodo di ritorno $T = 50, 100, 200$ e 500 anni; le simulazioni sono state eseguite attraverso l'utilizzo del codice di calcolo *HEC-RAS* (Brunner, 2002), opportunamente tarato per il caso in esame. Il viadotto della superstrada, che costituisce la sezione finale del modello geometrico, è caratterizzato da dimensioni notevoli e non presenta alcun pilone in asse con l'alveo; per quanto detto, tale manufatto non dà luogo a rigurgiti apprezzabili e quindi non è stato considerato nell'analisi.

Attraverso i risultati ottenuti dal tracciamento dei profili di corrente relativi ai periodi di ritorno suddetti, sono stati individuati i tratti in corrispondenza dei quali si verifica

un'insufficienza idraulica delle sezioni trasversali.

I principali risultati di ciascuna verifica sono riassunti nella tabella 7 e nelle figure 5 e 6.

Tabella 6 - Risultati ottenuti tramite *BREACH* per diversi valori di portata in ingresso.

BREACH outcomes corresponding to different inflows.

		Q ₅₀	Q ₁₀₀	Q ₂₀₀	Q ₅₀₀
Portata in ingresso	m ³ s ⁻¹	17	21	26	32
Tempo totale trascorso	ore	4.59	4.55	4.59	4.57
Durata del ramo ascendente dell'idrogramma	ore	1.47	1.45	1.44	1.43
Altezza diga	m	20	20	20	20
Tempo semplificato collasso breccia	ore	1.48	1.45	1.42	1.38
RISULTATI AL TEMPO DI PICCO					
Tempo trascorso	ore	1.47	1.45	1.44	1.43
Portata per tracimazione	m ³ s ⁻¹	0	0	0	0
Portata attraverso la breccia	m ³ s ⁻¹	214.08	219.17	224.95	232
Portata totale	m ³ s ⁻¹	214.08	219.17	224.95	232
Larghezza superiore della breccia	m	41.6	41.51	41.76	41.98
Larghezza inferiore della breccia	m	0.73	0.74	0.73	0.73
Angolo tra sponda breccia e verticale	°	70	70	70	70
RISULTATI ALLA FINE DELL'ANALISI					
Profondità breccia	m	10.63	10.74	10.88	11.04
Altezza fondo della breccia	m	9.35	9.26	9.11	8.95
Angolo tra parete breccia e verticale	°	70	70	70	70
Altezza superficie d'acqua nel bacino	m	10.96	10.92	10.8	10.72

Tabella 7 – Confronto fra i dati di output di *HEC-RAS*, nei due scenari simulati, per vari tempi di ritorno (TR).
Comparative HEC-RAS results between scenarios being modeled, at different return periods (TR).

Sezione n° (-)	TR (anni)	Q Totale (m ³ s ⁻¹)		Quota thalweg (m s.l.m.)		Quota pelo libero (m s.l.m.)		Altezza critica (m s.l.m.)		LCT (m s.l.m.)		Velocità (ms ⁻¹)		Area bagnata (m ²)		n° Froude (-)	
		stato naturale	dam break	stato naturale	dam break	stato naturale	dam break	stato naturale	dam break	stato naturale	dam break	stato naturale	dam break	stato naturale	dam break	stato naturale	dam break
		8	TR50	17	-	265.00	266.94	-	266.24	-	267.03	-	1.42	-	16.83	-	0.34
8	TR100	21	-	265.00	267.15	-	266.38	-	267.24	-	1.49	-	20.37	-	0.34	-	
8	TR200	26	-	265.00	267.38	-	266.52	-	267.47	-	1.60	-	24.62	-	0.34	-	
8	TR500	32	-	265.00	267.61	-	266.68	-	267.71	-	1.70	-	29.63	-	0.34	-	
7	TR50	17	-	264.30	266.68	-	265.74	-	266.75	-	1.42	-	17.67	-	0.3	-	
7	TR100	21	-	264.30	266.87	-	265.88	-	266.96	-	1.57	-	20.47	-	0.32	-	
7	TR200	26	-	264.30	267.08	-	266.03	-	267.19	-	1.72	-	23.81	-	0.34	-	
7	TR500	32	-	264.30	267.3	-	266.19	-	267.42	-	1.88	-	27.61	-	0.35	-	
6	TR50	17	214	263.80	266.34	269.84	265.55	268.12	266.41	270.19	1.71	3.93	16.31	90.80	0.35	0.52	
6	TR100	21	219	263.80	266.50	269.90	265.68	268.15	266.59	270.25	1.87	3.96	18.75	92.31	0.37	0.52	
6	TR200	26	225	263.80	266.68	269.96	265.82	268.19	266.79	270.32	2.04	4.00	21.65	94.13	0.39	0.52	
6	TR500	32	232	263.80	266.87	270.04	265.97	268.25	266.99	270.40	2.20	4.03	25.00	96.24	0.41	0.52	
5	TR50	17	214	263.40	265.17	268.99	265.11	267.63	265.46	269.37	3.07	4.14	8.99	86.73	0.77	0.57	
5	TR100	21	219	263.40	265.36	269.04	265.23	267.66	265.63	269.42	3.05	4.18	11.28	87.81	0.73	0.57	
5	TR200	26	225	263.40	265.57	269.09	265.36	267.69	265.82	269.48	3.05	4.23	14.14	89.10	0.69	0.57	
5	TR500	32	232	263.40	265.79	269.16	265.50	267.74	266.04	269.56	3.06	4.29	17.54	90.59	0.65	0.58	
4	TR50	17	214	262.40	264.46	267.65	263.77	267.13	264.58	268.40	1.73	5.18	13.75	76.12	0.40	0.73	
4	TR100	21	219	262.40	264.66	267.69	263.99	267.13	264.79	268.45	1.85	5.20	16.25	77.50	0.40	0.73	
4	TR200	26	225	262.40	264.89	267.75	264.15	267.13	265.04	268.51	1.98	5.23	19.18	79.11	0.41	0.73	
4	TR500	32	232	262.40	265.11	267.81	264.31	267.17	265.28	268.58	2.13	5.27	22.28	80.95	0.42	0.73	
3	TR50	17	214	262.00	264.26	267.46	263.25	265.76	264.30	267.68	1.14	3.01	22.95	121.18	0.25	0.41	
3	TR100	21	219	262.00	264.46	267.50	263.38	265.79	264.51	267.72	1.24	3.04	26.79	122.53	0.26	0.42	
3	TR200	26	225	262.00	264.67	267.55	263.51	265.81	264.73	267.78	1.39	3.08	31.43	124.13	0.28	0.42	
3	TR500	32	232	262.00	264.88	267.61	263.65	265.85	264.95	267.84	1.54	3.13	37.16	125.94	0.29	0.43	
2	TR50	17	214	261.35	264.11	267.35	262.78	265.62	264.15	267.42	1.13	2.06	25.47	251.87	0.22	0.27	
2	TR100	21	219	261.35	264.29	267.40	262.95	265.64	264.34	267.46	1.27	2.06	29.65	257.33	0.24	0.27	
2	TR200	26	225	261.35	264.49	267.45	263.14	265.67	264.55	267.51	1.40	2.07	35.19	263.82	0.25	0.27	
2	TR500	32	232	261.35	264.69	267.51	263.33	265.71	264.75	267.57	1.51	2.07	42.05	271.29	0.27	0.27	
1	TR50	17	214	261.15	264.01	267.24	263.09	265.27	264.06	267.31	1.20	2.07	25.52	205.94	0.24	0.28	
1	TR100	21	219	261.15	264.19	267.28	263.30	265.30	264.24	267.36	1.25	2.08	30.79	209.86	0.24	0.28	
1	TR200	26	225	261.15	264.39	267.33	263.47	265.33	264.43	267.41	1.31	2.10	37.07	214.53	0.25	0.28	
1	TR500	32	232	261.15	264.59	267.39	263.62	265.36	264.63	267.47	1.37	2.11	44.25	219.92	0.25	0.28	

Da un punto di vista generale si può affermare che la portata 5-ennale (5 mc/s) corrisponde al valore limite

contenuto negli argini.

In riferimento all'assetto indisturbato dell'alveo

(scenario 1), si osserva che il 70% del tratto oggetto di studio risulta non adeguato, per l'insufficienza dell'alveo pieno a contenere anche gli eventi di piena significativi ma non eccezionali (con tempi di ritorno anche sensibilmente inferiori a 100 anni), dando luogo all'inondazione delle aree golenali, specialmente in sinistra, con tiranti dell'ordine mediamente del metro.

Ovviamente l'analisi condotta nell'ipotetico scenario di interferenza tra la frana e l'alveo evidenzia una criticità generalizzata per l'intero sistema alveo-pianura.

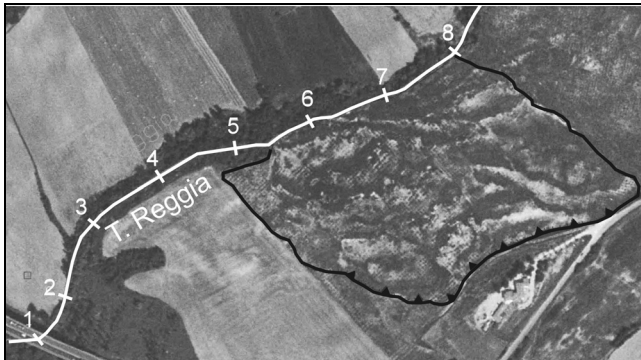


Figura 4 - Ubicazione delle sezioni trasversali utilizzate per le simulazioni idrauliche.
Location map of the cross sections used in HEC-RAS simulations.

La verifica idraulica delle condizioni attuali (scenario 1) rientra nella normale modellazione condotta in ambito di pianificazione del rischio (P.A.I). Come già detto, i Piani di Assetto Idrogeologico non considerano il rischio connesso all'interferenza tra i due tipi processi (processi gravitativi e processi connessi alla dinamica fluviale). Pertanto, è senz'altro interessante, in chiave di prevenzione del rischio, il confronto tra i risultati emersi dalle simulazioni relative alle due diverse situazioni.

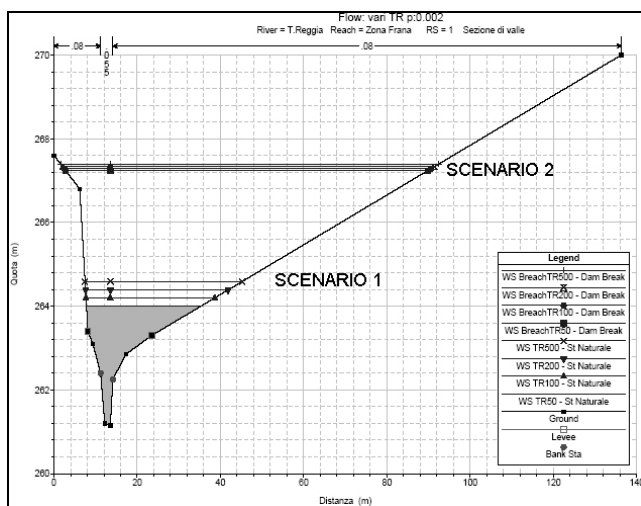


Figura 5 – Sezione trasversale 1 - sono riportati i tiranti idrici per i due scenari simulati.
HEC-RAS cross section n°1 – flow depths are represented for two scenarios simulated.

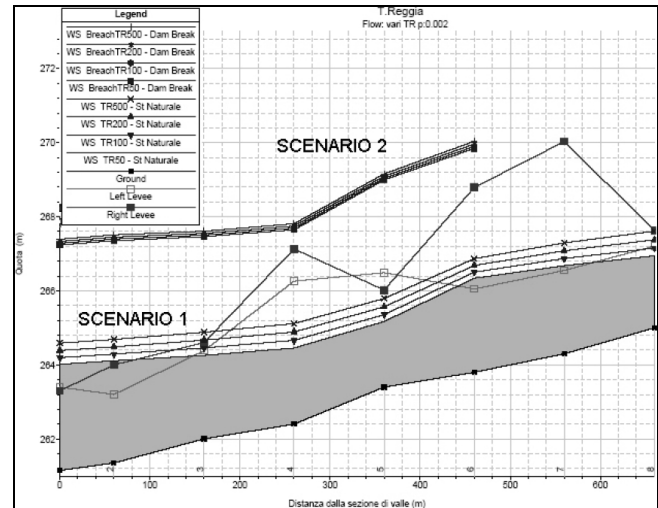


Figura 6 – Profilo longitudinale. Sono riportati i tiranti idrici per i due scenari simulati.
Water surface profiles of steady-state simulations for two scenarios simulated.

A titolo d'esempio, si commentano i risultati per la sezione di chiusura del tratto d'alveo soggetto a modellazione (Fig. 5).

Dall'analisi comparata fra i due scenari ipotizzati, emerge un forte inasprimento dei valori dei principali parametri idraulici. In particolare i dati, mediati sui tempi di ritorno di interesse, evidenziano: la portata cresce di oltre l'800% (passa da 24 a 223 mc/s); l'area bagnata cresce del 500% (passa da 35 a 213 mq); la larghezza della sezione di deflusso, valutata in corrispondenza del pelo libero, cresce del 170% (da 33 a 89 m); il tirante aumenta del 96% (da 3.15 a 6.16 m) e la velocità di deflusso nel canale cresce del 63% (da 1.28 a 2.09 m/s).

La verifica idraulica si concretizza, quindi, nella redazione delle mappe delle aree soggette al rischio di inondazione e consente di definire le aree inondabili anche in riferimento al collasso dell'ipotetica *landslide dam*.

Si precisa che la limitata estensione del tratto soggetto a modellazione è stata imposta dall'esigenza di contenere i tempi di calcolo e le risorse necessarie all'esecuzione del rilevamento topografico delle sezioni trasversali.

In effetti, l'area oggetto di perimetrazione dovrebbe abbracciare una zona più ampia di quella considerata in questa sede, dato che quest'ultima è caratterizzata dall'assenza di viabilità e di insediamenti urbani (Fig. 4.). Ben diversa è la situazione soltanto 500 m a valle, dove sorge l'abitato di Umbertide e dove, quindi, è più intensa l'interazione con il tessuto urbano e con i manufatti antropici.

Conclusioni

Il presente lavoro propone un metodo per la determinazione delle condizioni di rischio indotte da un'occlusione d'alveo

per frana.

Gli attuali strumenti di pianificazione (PAI – Piano di Assetto Idrogeologico) affrontano i due diversi tipi di rischio (geomorfologico ed idraulico) in maniera distinta. Pertanto non sono tenuti in debito conto gli effetti derivanti dall'interferenza fra i due processi.

In tale ottica è stata simulata la formazione di un lago di sbarramento per riattivazione di una frana quiescente; l'area di sperimentazione è quella del T. Reggia (Umbria settentrionale). L'estensione areale del movimento franoso nonché i volumi di materiale che potrebbero essere coinvolti, abbinati alla conformazione propria della valle (molto incisa), fanno sì che tale area si presti bene ad essere esaminata quale caso di studio.

L'analisi è forzatamente schematica, sia per la complessità congenita del fenomeno, sia per la carenza di dati sperimentali (anche questa spesso congenita).

Tuttavia, proprio perché è necessario definire un numero ridotto di variabili, si ritiene che la procedura descritta, facilmente riproponibile in altri domini geografico-fisici, sia esaustiva delle problematiche in gioco, soprattutto in chiave di una caratterizzazione preliminare delle condizioni di rischio.

Infatti, in situazioni analoghe al caso di studio descritto dove, cioè, l'analisi evidenzia un marcato incremento della pericolosità dell'area (dovuto alla possibile occlusione d'alveo) si può decidere di realizzare una campagna di indagini utile a definire più dettagliatamente i parametri di input, soprattutto quelli che influiscono maggiormente sui modelli utilizzati (vedi analisi di sensitività).

Ritornando ai risultati delle simulazioni, è interessante notare come, una volta formatosi lo sbarramento, eventi idrologici anche intensi (TR 500 anni) influiscano debolmente sulle caratteristiche dell'idrogramma in uscita dalla breccia e, quindi, sulla successiva perimetrazione del rischio idraulico (Fig 4). Questo, perché l'idrogramma in uscita è funzione, essenzialmente, della rapidità di svuotamento dell'invaso nonché del volume d'acqua presente nello stesso, mentre è scarsamente influenzato dal volume idrico recapitato dalle portate in ingresso al momento del collasso (Molinario & Sirangelo, 1995).

Al contrario un ruolo chiave è rivestito dalle portate ingredienti nel serbatoio per quanto attiene il computo dei tempi di riempimento e la determinazione dei tempi di intervento. Le portate in ingresso, funzione dei differenti tempi di ritorno, si ripercuotono evidentemente sulla rapidità di invaso: passando dalla piena 50-ennale a quella 500-ennale, i tempi si dimezzano (si passa da circa 19 ore a circa 10 ore, vedi Tab. 3).

Quest'ultimo risultato costituisce una stima dell'intervallo di tempo trascorso tra l'inizio del fenomeno (occlusione dell'alveo) e il rilascio dell'onda di piena (collasso dello sbarramento) ed è molto interessante in chiave di interventi di Protezione Civile.

Infatti, qualora tale intervallo risultasse contenuto, ad esempio inferiore alle 24 ore come nel caso di studio, si ritiene indispensabile la predisposizione di un sistema di monitoraggio dell'area in frana, che permetta di determinare l'inizio del fenomeno e di calcolare i tempi utili per interventi di Protezione Civile.

Bibliografia

- Autorità di Bacino del Fiume Tevere (1996). *Quaderno Idrologico del Fiume Tevere. Supplemento a Tevere*, n. 2, 15-21.
- Brunner G.W. (2002). *HEC-RAS River Analysis System User's Manual* (<http://www.hec.usace.army.mil/software/hecras/documents/userman>).
- Burghignoli A. (1991). *Lezioni di meccanica delle terre*. Ed. Editoriale ESA, II Edizione.
- Casagli N. & Ermini L. (1999). *Geomorphic analysis of landslide dams in the Northern Apennines*. In "Trans. Jap Geomorphol. Union", Kyoto, Japan 1999, n. 20, 219-249.
- Cencetti C., Conversini P., Marchesini I., Ribaldi C. & Tacconi P. (2002). *Pericolosità dei fenomeni franosi che interferiscono con i sistemi alveo-pianura fluviale: un approccio probabilistico*. *Quaderni di Geologia Applicata – Serie AIGA (Int. Journ. of Eng. Geol. and Env.)*, 1, 49-60.
- Cencetti C., Fredduzzi A., Marchesini I. & Naccini M. (2004). *Some considerations about the simulation of the breach channel erosion on landslide dams*. *Geophysical Research Abstracts*, Vol. 6, European Geosciences Union 2004, 1st General Assembly (Nice, France, 25-30 April 2004).
- Clerici A., Perego S., Giudice G. & Ricciardelli M. (1996). *La formazione di un lago da sbarramento da frana: simulazione mediante un Sistema Informativo Geografico*. *Geologia Tecnica & Ambientale*, 1, 51-57.
- Costa J.E. & Schuster R.L. (1988). *The formation and failure of natural dams*. *Geological Society of America Bulletin*, 100, 1054-1068.
- Ermini L. & Casagli N. (2003). *Prediction of the Behaviour of Landslide Dams using a Geomorphological Dimensionless Index*. *Earth Surf. Process. Landforms* 28, 31-47.
- Fread D.L. (1988, revised 1991). *BREACH: An Erosion Model for Earthen Dam Failures*. NWS Report, National Oceanic and Atmospheric Administration, Silver Spring, Maryland, 35 pp.
- Fredlund F.K. & Krahn J. (1977). *Comparison of slope stability methods of analysis*. *Canadian Geotechnical Journal*, 14, 429-439.
- Krahn J. (2004). *Stability Modeling with SLOPE/W. An Engineering Methodology*. First edition, revision 1, GEO-SLOPE/W International Ltd (<http://www.geoslope.com>).
- Mancinelli G. (1996). *Determinazione delle precipitazioni di massima intensità e di breve durata per la Regione Umbria*. *Quaderni Regione dell'Umbria*, Vol. 7. Perugia, 107 pp.
- Molinario P. & Sirangelo B. (1995). *Suggerimenti per la definizione di "raccomandazioni per il calcolo delle onde di piena da rotture di dighe"*. In: *cnr-gndci (1995) "Valutazione delle onde di piena da rotture di dighe"*, 7.1-7.11.
- Neteler M. & Mitasova H. (2004). *Open Source GIS: A GRASS GIS Approach*. 2nd Edition. 424 pp.
- Schuster R.L. & Costa J.E. (1986). *A perspective on landslide dams*. In Schuster R.L. (1986, Eds.) "Landslide Dams: Processes, Risk, and Mitigation", American Society of Civil Engineers Geotechnical Special Publication No. 3, 1-20.