



**UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI TRIESTE**

**UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI UDINE**



**Dottorato di Ricerca Interateneo in
Ingegneria Civile–Ambientale e Architettura**

Curriculum: Ingegneria Civile-Ambientale

XXXII Ciclo

**STUDIO DEI VERSANTI ROCCIOSI INSTABILI:
ANALISI DI STABILITÀ, PROPAGAZIONE DEI VOLUMI
ROCCIOSI E SBARRAMENTO DEL FONDOVALLE**

Dottorando
Alberto Bolla

Coordinatore
Prof. Alberto Sdegno

Supervisore di Tesi
Prof. Paolo Paronuzzi

Co-Supervisore di Tesi
Prof. Marco Petti

Anno Accademico 2018/2019

Sommario

Nel presente lavoro di ricerca, vengono presentati i risultati di un'analisi di rischio a cascata (o multi-rischio) indotto dal possibile collasso di un versante roccioso naturale situato in località Passo della Morte (valle del F. Tagliamento, Provincia di Udine, Regione Friuli Venezia Giulia). I rilievi di campagna hanno fornito una grande quantità di dati che provano che lo sperone calcareo investigato è caratterizzato da un notevole danneggiamento dell'ammasso roccioso, risultando in una condizione di stabilità critica. Le evidenze geomeccaniche includono: (1) faglie locali che attraversano l'ammasso roccioso e rappresentano superfici di scivolamento interno; (2) superfici striate e rigetti di faglia all'interno dell'ammasso roccioso; (3) fratture di origine gravitativa; (4) forte danneggiamento dell'ammasso roccioso in zone sovra-stressate del versante; e (5) dati di monitoraggio registrati da dispositivi installati sul versante. Sono stati identificati tre scenari di rottura del versante: (1) una rottura a cuneo che coinvolge un blocco di 110000 m³ (Scenario di rottura 1: BLOCCO1); (2) una rottura a cuneo più grande e profonda che coinvolge un multi-blocco calcareo di 200000 m³ (scenario di rottura 2: BLOCCO1-2-3); e (3) una rottura retrogressiva che coinvolge un blocco dolomitico a tergo che potrebbe essere innescata dal collasso del versante calcareo, mobilizzando un volume massimo di 335000 m³ (scenario di rottura 3: BLOCCO DOLOMITICO).

È stata condotta una modellazione numerica (2D e 3D) con il metodo delle differenze finite (FDM) per investigare il comportamento meccanico e il danneggiamento interno del versante instabile prima del collasso. Le simulazioni numeriche dimostrano che la condizione di stabilità del versante è prossima alla condizione di equilibrio limite (*strength reduction factor* SRF = 1.03–1.13), come dimostrato dal considerevole danneggiamento dell'ammasso roccioso riconosciuto in sito. Il comportamento globale del versante è principalmente governato dalle condizioni cinematiche dei blocchi interni secondari che, a loro volta, dipendono dalla geometria e dalle proprietà meccaniche delle grandi discontinuità che delimitano i blocchi adiacenti. La rottura del versante deve avvenire attraverso un danneggiamento interno rappresentato da rotture a taglio e trazione localizzate in corrispondenza di zone sovra-stressate del versante. Il meccanismo di rottura è caratterizzato da scivolamento lungo le discontinuità pre-esistenti e danneggiamento interno nella forma di enucleazione di bande di taglio che originano superfici di rottura secondarie e/o zone di danneggiamento dell'ammasso roccioso. La modellazione sforzo-deformazione ha

mostrato intense deformazioni del versante in zone dove si è effettivamente verificato un danneggiamento dell'ammasso roccioso. Questo studio enfatizza la decisiva relazione tra il rilievo geomeccanico di campagna e la modellazione numerica. Il confronto tra le evidenze geomeccaniche acquisite in sito e gli indicatori meccanici ottenuti dalle simulazioni numeriche può accrescere significativamente la conoscenza dei processi di danneggiamento dell'ammasso roccioso che coinvolgono versanti rocciosi che si avvicinano alla condizione di collasso.

Le analisi di propagazione del materiale di crollo, condotte con una modellazione numerica 3D col Metodo degli Elementi Distinti (DEM), hanno dimostrato che un eventuale collasso del versante instabile può generare uno sbarramento nel fondovalle con relativa formazione di un lago a tergo. Per i tre scenari di crollo ipotizzati, l'altezza dello sbarramento di frana è compresa tra 0 m e 13 m. La valutazione della stabilità del potenziale sbarramento di frana ha evidenziato, su base geomorfologica, che la diga di frana sarebbe soggetta a possibile collasso. È stata condotta una modellazione numerica 2DH col Metodo dei Volumi Finiti (FVM) per simulare la propagazione di un'onda di piena innescata dalla rottura del potenziale sbarramento di frana. Le simulazioni idrodinamiche hanno evidenziato dei possibili effetti negativi in alcuni punti situati lungo il tratto d'asta analizzato del F. Tagliamento. Sulla base degli elementi esposti, sono state individuate cinque aree soggette a rischio idrogeologico.

Parole chiave: Rischio idrogeologico; Versante roccioso; Rilievo geomeccanico; Danneggiamento dell'ammasso roccioso; Rottura progressiva; Modellazione numerica

Ringraziamenti

Desidero fare i miei più sentiti ringraziamenti al mio supervisore, Prof. Paolo Paronuzzi, che ha rappresentato per me una guida indispensabile nell'apprendimento della metodologia di ricerca scientifica. I nostri "*brain storming*", così come ci è sempre piaciuto definirli, sono stati fonte costante di stimolo e il motore per soddisfare l'imprescindibile "fame" di conoscenza.

Un sentito ringraziamento è dovuto al mio co-supervisore, Prof. Marco Petti, e alla Prof.ssa Silvia Bosa per la grande disponibilità e il contributo scientifico alla presente ricerca.

Infine, desidero ringraziare mia moglie, Giulia, e miei figli, Sebastian e Alexandra, per il loro supporto quotidiano e soprattutto per la loro pazienza.

A.B.

Indice

Sommario.....	i
Ringraziamenti.....	iii
Indice.....	v
Lista delle Figure.....	vii
Lista delle Tabelle.....	xix
1. Introduzione.....	1
1.1. Identificazione del problema scientifico.....	1
1.2. Obiettivi dello studio.....	2
1.3. Metodologia della ricerca.....	3
1.4. Struttura della tesi.....	5
2. Revisione bibliografica.....	7
2.1. Evidenze di rottura progressiva dei versanti rocciosi instabili.....	7
2.2. Simulazione del comportamento pre-collasso di versanti rocciosi instabili.....	15
3. Il versante del Passo della Morte: inquadramento dell'area di studio.....	21
3.1. Posizione e cenni storici.....	21
3.2. Geologia.....	23
3.3. Geomorfologia.....	28
3.4. Idrogeologia e dati pluviometrici.....	32
3.5. Sismicità.....	36
4. Caratterizzazione geomeccanica del versante.....	43
4.1. Assemblaggio dei blocchi rocciosi e grandi discontinuità.....	43
4.2. Set di discontinuità.....	46
4.3. Giunti tettonici vs. fratture gravitative.....	49
4.4. Caratterizzazione della roccia intatta e delle superfici di faglia.....	52
4.5. Parametri meccanici dei blocchi rocciosi.....	55
4.6. Dati di monitoraggio del versante.....	58
5. Il modello geomeccanico.....	63
5.1. Rottura progressiva del versante.....	63
5.2. Scenari di rottura.....	65
5.3. Scenario di rischio a cascata.....	69
6. Analisi di stabilità del versante col Metodo dell'Equilibrio Limite (LEM).....	71
6.1. Analisi 2D.....	71
6.1.1. Condizioni asciutte.....	73
6.1.2. Precipitazioni intense e/o prolungate.....	75
6.1.3. Evento sismico.....	77
6.2. Analisi 3D.....	80

7. Modellazione sforzo–deformazione del versante col Metodo delle Differenze Finite (FDM).....	83
7.1. Impostazione delle simulazioni e parametri di input.....	84
7.2. Modellazione 2D	90
7.2.1. Condizioni asciutte	91
7.2.2. Precipitazioni intense e/o prolungate	97
7.2.3. Evento sismico	99
7.2.3.1. Analisi statica equivalente.....	99
7.2.3.2. Analisi dinamica non-lineare	101
7.3. Modellazione 3D	106
7.4. Discussione dei risultati	115
8. Analisi di propagazione del materiale di crollo	121
8.1. Impostazione delle simulazioni e parametri di input.....	122
8.2. Scenario 1: crollo del BLOCCO1	125
8.3. Scenario 2: crollo del BLOCCO1-2-3	128
8.4. Scenario 3: crollo del BLOCCO1-2-3 e del BLOCCO DOLOMITICO.....	132
8.5. Discussione dei risultati	136
9. Analisi della rottura dello sbarramento di frana (<i>dam break</i>)	139
9.1. Valutazione della stabilità dello sbarramento di frana	139
9.2. Modellazione idraulica del flusso di piena.....	141
9.2.1. Il tratto d’asta del F. Tagliamento studiato.....	141
9.2.2. Impostazione delle analisi	150
9.2.3. Collasso totale dello sbarramento.....	157
9.2.4. Collasso parziale dello sbarramento.....	163
9.2.4.1. Portata fluente $Q_p = 10 \text{ m}^3/\text{s}$	164
9.2.4.2. Portata fluente $Q_p = 50 \text{ m}^3/\text{s}$	169
10. Identificazione delle aree soggette a rischio idrogeologico	175
11. Conclusioni	181
Bibliografia	187

Lista delle Figure

Figura 2.1	Modi di frattura nella roccia intatta	8
Figura 2.2	Meccanismi di rottura progressiva di versanti rocciosi controllati dallo sviluppo di superfici di taglio interne e da processi di danneggiamento dell'ammasso roccioso, per geometrie a diversa complessità della superficie di rottura finale (da Eberhardt et al., 2004).....	9
Figura 2.3	Schema che illustra vari tipi di pieghe e fratture che si possono generare nei processi di danneggiamento gravitativo di versanti rocciosi, in relazione allo spessore dei livelli rocciosi e al confinamento (da Jaboyedoff et al., 2013, modificato da Chigira, 1992)	11
Figura 2.4	Facies geomeccaniche di danneggiamento gravitativo dell'ammasso roccioso identificate dal rilievo in sito della frana del Vajont del 9 Ottobre 1963 (da Paronuzzi e Bolla, 2015a)	12
Figura 2.5	Evidenze geomeccaniche rilevate sul versante instabile del M.te Gorsa (Valle di Cembra, Trentino-Alto Adige) che includono: (A), (B) superfici di scivolamento e bande di taglio cataclastiche lungo sistemi di giunti (K1, K2 e K3), (C) apertura di giunti per trazione e sviluppo di superfici di rottura a gradini, (D) sviluppo di zone di taglio decimetriche con rotazione di lastre, (E) scivolamento e ribaltamento di blocchi rocciosi, e (F) rotture locali (da Agliardi et al., 2013)	13
Figura 2.6	Caratteristiche geometriche delle fratture di origine gravitativa riconosciute sulla frana del Vajont: (A) ammasso roccioso fortemente fratturato coinvolto nella zona di taglio basale della frana, (B) fratture gravitative appartenenti a due set di giunti sub-ortogonali. (C) Proiezione stereografica, (D) proiezioni alle isodensità dei poli e (E) diagramma a rosa delle fratture di neo-formazione che hanno una evidente relazione con la direzione di scivolamento della frana (da Paronuzzi e Bolla, 2015a).....	14
Figura 2.7	Possibili configurazione di rottura bi-lineare in grandi versanti rocciosi: (A) geometria completamente formata, (B) geometria parzialmente formata, e (C) geometria con singolo giunto a tergo.....	17
Figura 2.8	(A) Rappresentazione schematica della zona di transizione a prisma di Prandtl e (B) corrispondenti zone di danneggiamento dell'ammasso roccioso con diverso grado di fratturazione (da Stead et al., 2006, modificato da Kvapil e Clews, 1979)	18
Figura 2.9	Formazione di superfici di taglio e zone di intensa fratturazione interne nel meccanismo di rottura di lastre rocciose con geometria bi-planare (codice di calcolo: Efen) (modificato da Havaej et al., 2014).....	18

Figura 2.10	(A) Individuazione dell'istante di rottura e (B) indicatori di danneggiamento interno dell'ammasso roccioso simulati al momento del collasso di un versante roccioso idealizzato caratterizzato da una superficie di rottura bi-lineare (codice di calcolo: Slope Model) (modificato da Havaej e Stead, 2014).....	19
Figura 2.11	Evoluzione delle deformazioni di taglio (ϵ_{xy}) e degli spostamenti orizzontali (dx) nelle tre fasi di progressivo degrado della resistenza dell'ammasso roccioso che hanno portato al collasso del versante coinvolto nella frana di Randa (Svizzera) del 1991 (da Eberhardt et al., 2004)	20
Figura 2.12	Sviluppo progressivo della superficie di rottura della frana di Randa del 1991 simulato mediante una modellazione (A) al continuo (codice: Plaxis) e (B) al continuo/discontinuo (codice: Elfen) (da Eberhardt et al., 2002)	20
Figura 3.1	Ortofoto (2007) dell'area del Passo della Morte sul fianco sinistro della valle del F. Tagliamento.....	21
Figura 3.2	(A), (B) Cartoline d'epoca raffiguranti l'opera stradale in corrispondenza del Passo della Morte al 10 giugno 1895 (Ente Regionale Patrimonio Culturale del Friuli Venezia Giulia).....	22
Figura 3.3	Cartolina raffigurante il Passo della Morte agli inizi del '900 (collezione privata, Elvio Varutti, Udine)	22
Figura 3.4	La successione litostratigrafica delle formazioni rocciose che caratterizzano l'area di studio nei pressi del Passo della Morte (modificata da Pisa 1972).....	23
Figura 3.5	Stralcio della carta geologica dei monti a nord di Forni di Sotto (modificata da Pisa 1972)	24
Figura 3.6	Schizzo tettonico che illustra le principali faglie e pieghe dell'area del Passo della Morte. a: sovrascorrimento della 'Valle del Tagliamento'; a': sovrascorrimento sussidiario della 'Valle del Tagliamento'; b: faglia del 'Monte Tinisa'; c: faglia del 'Rio Scluses'; d: faglia sussidiaria del 'Rio Scluses'; e: faglia del 'Passo della Morte'; f: faglia di 'Caprera'; g: faglia di 'San Lorenzo'; h: faglia del 'Clap di Lavres'; SW: 'Sperone W'; SE: 'Sperone E'. È indicata la traccia della sezione geologica	25
Figura 3.7	Sezione geologica di riferimento che attraversa il versante del Passo della Morte. Si veda la Fig. 3.6 per la traccia della sezione	26
Figura 3.8	(A) La faglia del Rio Scluses che delimita verso ovest il versante del Passo della Morte. (B) Dettaglio del livello sub-metrico di roccia frantumata associata alla faglia del Rio Scluses.....	27
Figura 3.9	(A) La faglia del Passo della Morte ad est del versante indagato. (B) Dettaglio del contatto tettonico tra la Dolomia dello Schlern ed i Calcari Scuri.....	28

Figura 3.10	Il versante del Passo della Morte: (A) visuale frontale dal fianco opposto (sud) della valle; (B), (C) visuali laterali che evidenziano il limite netto tra lo sperone calcareo e le scarpate dolomitiche retrostanti; (D) dettaglio della scarpata occidentale dello Sperone W.....	29
Figura 3.11	Modello digitale del terreno dell'area del Passo della Morte (densità: 4 punti per m2). È indicata la traccia della sezione geologica di riferimento.....	30
Figura 3.12	Rottura retrogressiva del versante: porzione di ammasso roccioso potenzialmente coinvolta in caso di collasso dello Sperone W	31
Figura 3.13	Profilo longitudinale del Rio Scuses (linea color ciano) e sua inclinazione media (retta rossa)	33
Figura 3.14	Valori (A) dell'intensità di pioggia massima e (B) del massimo assoluto di pioggia giornaliera per l'area di studio (dati: ARPA-Osmer).....	34
Figura 3.15	Tempi di ritorno delle piogge massime giornaliera per la stazione pluviometrica di Ampezzo (dati: Direzione Centrale Ambiente e Lavori Pubblici - Servizio Idraulica, Regione Friuli Venezia Giulia).....	35
Figura 3.16	Piogge giornaliere e cumulate registrate nell'anno 2008 dal pluviometro C022 installato in località Stavolo del Mezzan (rete monitoraggio Protezione Civile Regionale).....	35
Figura 3.17	Terremoti storici avvenuti dal 1200 al 2015 nelle Alpi Orientali. Ad ogni sisma è associata la classe di magnitudo momento, calcolata strumentalmente o ricostruita (dati: http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/).....	37
Figura 3.18	(A) Griglia interattiva per la definizione dei valori di pericolosità sismica di riferimento secondo la Mappa di Pericolosità Sismica Italiana e (B) identificazione sulla MPS04 del punto di griglia più vicino al sito di interesse. Sono indicati in figura i valori di accelerazione di riferimento per il sito associati alla probabilità di superamento del 10% in 50 anni al 50° percentile (dati: http://esse1-gis.mi.ingv.it/).....	39
Figura 3.19	(A) Grafico e (B) tabella dei valori attesi di PGA al 16°, 50° e 84° percentile (MPS04) per il nodo di griglia più vicino al sito di interesse (dati: http://esse1-gis.mi.ingv.it/).....	39
Figura 3.20	(A) Grafico e (B) tabella di disaggregazione della pericolosità sismica (MPS04) per il nodo di griglia più vicino al sito di interesse (dati: http://esse1-gis.mi.ingv.it/).....	40
Figura 3.21	(A)-(B) Spettro a pericolosità uniforme per i diversi valori di probabilità di superamento in 50 anni (MPS04) per il nodo di griglia più vicino al sito di interesse. Tutte le elaborazioni sono riferite a suolo di tipo rigido (dati: http://esse1-gis.mi.ingv.it/).....	40

Figura 3.22	Stazioni sismometriche riportate in ITACA (http://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet/). Sono evidenziate la stazione in loco (MORT) e quelle più vicine al Passo della Morte: PURA, CLUD, STAL, CLA, CIMO e FDS. Nella mappa è indicata anche la stazione in roccia di Barcis (BRC)	41
Figura 4.1	Faglie locali che attraversano l'ammasso roccioso nella porzione (A) occidentale e (B) orientale dello sperone calcareo. Per la posizione dell'affioramento si veda Fig. 3.4. (C), (D) Dettagli delle strie individuate sulle superfici di faglia	44
Figura 4.2	(A) La scarpata occidentale dello Sperone W e (B) sua schematizzazione che mostra le grandi discontinuità che attraversano l'ammasso roccioso, suddividendolo in blocchi secondari	45
Figura 4.3	Dettagli della struttura dell'ammasso roccioso in corrispondenza (A) dell'intersezione tra le faglie F2 e F3 e (B) del piede del versante. Per la posizione degli affioramenti si veda Fig. 3.4.....	46
Figura 4.4	Diagramma alle isodensità (proiezione equiareale di Schmidt) dei poli dei giunti di stratificazione e di frattura misurati: (A) nell'intera area di studio; (B) nel calcare dolomitico massiccio; (C) nello Sperone W; e (D) nello Sperone E.....	47
Figura 4.5	Affioramento che mostra la disposizione dei giunti di stratificazione e delle fratture sub-ortogonali a questi. Si noti la diversa dimensione dei singoli blocchi di roccia. Per la posizione dell'affioramento si veda Fig. 4.2B.....	49
Figura 4.6	(A) Caratteristiche geometriche dei giunti di origine tettonica vs. giunti gravitativi riconosciuti in sito. (B) Dettaglio delle fratture gravitative che esibiscono la tipica geometria 'ad ala'. Per la posizione dell'affioramento si veda la Fig. 4.5	50
Figura 4.7	Evidenze di sito della fratturazione di ponti di roccia complanari e non-complanari in ammasso roccioso molto alterato (nicchia di distacco del crollo parietale del Marzo 2013)	52
Figura 4.8	Test sclerometrici (martello di Schmidt tipo L) e istogrammi di frequenza relativa dell'indice di rimbalzo misurato su (A), (B) calcare stratificato e (C), (D) calcare dolomitico massiccio.....	53
Figura 4.9	Geological Strength Index GSI dei vari blocchi che costituiscono il versante del Passo della Morte, secondo la caratterizzazione di campagna di Hoek–Brown.....	57
Figura 4.10	(A) Pianta schematica del sistema di monitoraggio installato dall'IRPI-CNR sul versante del Passo della Morte (modificata da Codeglia et al., 2017). (B) Sezione di riferimento B–B'' del versante con la proiezione degli estensimetri, dell'inclinometro e del piezometro. (C) Posizione degli estensimetri EXT4–6 installati sulla scarpata occidentale dello sperone calcareo	58

Figura 4.11	(A) Andamento degli spostamenti e dei livelli di falda misurati dagli estensimetri e dal piezometro P22 installati sul versante del Passo della Morte. (B) Spostamenti profondi registrati dall'inclinometro I22. Dati forniti dalla Protezione Civile Regionale del Friuli Venezia Giulia (Marcato et al., 2014)	59
Figura 4.12	(A) Eventi AE del tipo B registrati dai tre sensori installati sul versante del Passo della Morte (AEWG1–3) e relazionati alle altezze di pioggia (mm/h) e al livello piezometrico (m al di sotto del piano stradale). (B) Eventi AE del tipo C relazionati al carico da neve (m) e alla temperatura (°C) (modificato da Codeglia et al., 2017)	61
Figura 5.1	(A) Individuazione delle faglie che delimitano i blocchi secondari che compongono il versante del Passo della Morte. (B) Identificazione dei blocchi instabili che possono essere coinvolti in un possibile fenomeno di crollo, in relazione ai tre scenari di rottura assunti	66
Figura 5.2	Superfici di rottura 3D ipotizzate all'interno del versante instabile e associate al collasso di (A) BLOCCO1, (B) BLOCCO1-2-3, e (C) BLOCCO DOLOMITICO	67
Figura 5.3	La superficie topografica in coincidenza della confluenza tra R. Scluses e F. Tagliamento. Sono indicati la sezione di potenziale occlusione della valle in caso di rottura del versante i blocchi instabili associati ai tre scenari di crollo individuati	70
Figura 6.1	Sezioni di calcolo adottate nelle analisi di stabilità LEM del versante del Passo della Morte, relative all'ipotesi di (A) crollo più piccolo e (B) rottura più profonda. Si veda la Fig. 3.5 per la traccia della sezione	72
Figura 6.2	Possibili coppie dell'angolo d'attrito e della coesione della superficie di rottura calcolate con SLOPE/W che permettono di ottenere un valore di FS compreso tra 1.00 e 1.15, per entrambe le ipotesi di crollo	74
Figura 6.3	Distribuzioni triangolari della spinta idrostatica agente lungo la faglia F1, per le diverse altezze della colonna d'acqua assunte nelle verifiche di stabilità.....	76
Figura 6.4	Variazioni del fattore di sicurezza calcolato con SLOPE/W per diverse distribuzioni delle pressioni idrostatiche agenti lungo la faglia F1 a tergo della porzione instabile di versante.....	77
Figura 6.5	Variazioni del fattore di sicurezza calcolato con SLOPE/W per i diversi valori di PGA assunti e per valori del coefficiente sismico verticale pari a: (A) $k_v = 0$, (B) $k_v = 1/2 \times k_h$, (C) $k_v = 2/3 \times k_h$ e (D) $k_v = k_h$	79
Figura 7.1	Inviluppo a rottura del modello costitutivo plastico di Mohr–Coulomb implementato in FLAC (Itasca, 2016a)	85

Figura 7.2	Domini di rottura nell'involuppo composito del modello di M-C implementato in FLAC (Itasca, 2016a).....	86
Figura 7.3	Mesh alle differenze finite, stress iniziali e condizioni a contorno dei modelli numerici 2D del versante del Passo della Morte allestiti con FLAC 8.0 (Itasca, 2016a). In blu sono indicate le interfacce che simulano le faglie locali che attraversano l'ammasso roccioso	91
Figura 7.4	Formazione progressiva della superficie di rottura finale del BLOCCO1, associata ai due meccanismi di rottura di base identificati (geometria bi-lineare completamente formata).....	93
Figura 7.5	Andamenti bi-dimensionali di (A) massime deformazioni di taglio, (B) rotture interne localizzate, e (C) spostamenti orizzontali del versante relativi alla rottura del BLOCCO1 e secondo il meccanismo di rottura 1	93
Figura 7.6	Formazione progressiva della superficie di rottura finale del BLOCCO1-2-3, associata ai due meccanismi di rottura di base identificati (geometria bi-lineare parzialmente formata)	94
Figura 7.7	Andamenti bi-dimensionali di (A) massime deformazioni di taglio, (B) rotture interne localizzate, e (C) spostamenti orizzontali del versante relativi alla rottura del BLOCCO1-2-3 e secondo il meccanismo di rottura 2	95
Figura 7.8	Formazione progressiva della superficie di rottura finale del BLOCCO DOLOMITICO, associata al meccanismo di rottura 1 (geometria a singolo giunto a tergo).....	96
Figura 7.9	Andamenti bi-dimensionali di (A) massime deformazioni di taglio, (B) rotture interne localizzate, e (C) spostamenti orizzontali del versante relativi alla rottura del BLOCCO DOLOMITICO e secondo il meccanismo di rottura 1	97
Figura 7.10	Spostamenti orizzontali del versante calcolati in FLAC relativi all'applicazione di una spinta idrostatica di altezza pari a (A) H/8, (B) H/4, (C) H/3, e (D) H/2, per un versante il cui fattore di sicurezza iniziale è pari a $SRF = 1.08$	98
Figura 7.11	Vettori spostamento calcolati in FLAC associati al collasso del versante per i diversi valori di soglia di PGA e per valori iniziali di SRF iniziale pari a: (A) $SRF_i = 1.00$, (B) $SRF_i = 1.08$, e (C) $SRF_i = 1.15$	100
Figura 7.12	Accelerogramma (componente E-W) del terremoto del 6 maggio 1976 registrato dalla stazione di Barcis	102
Figura 7.13	Spettro di risposta in accelerazione della componente E-W del segnale registrato dalla stazione di Barcis	102
Figura 7.14	Sezione di calcolo semplificata utilizzata in FLAC per le analisi sismiche dinamiche non-lineari	103

Figura 7.15 (A) Accelerogramma di progetto (PGA = 0.056 g) e (B) spostamenti di un punto al piede del versante calcolati in FLAC per un versante con SRF iniziale pari a 1.00.....	104
Figura 7.16 (A) Accelerogramma di progetto (PGA = 0.106 g) e (B) spostamenti di un punto al piede del versante calcolati in FLAC per un versante con SRF iniziale pari a 1.08.....	105
Figura 7.17 (A) Accelerogramma di progetto (PGA = 0.213 g) e (B) spostamenti di un punto al piede del versante calcolati in FLAC per un versante con SRF iniziale pari a 1.15.....	105
Figura 7.18 (A) Mesh 3D alle differenze finite del BLOCCO1 del versante del Passo della Morte. (B), (C) Procedura geometrica per ottenere una sezione trasversale mediana del BLOCCO1 lungo la quale è stato analizzato il comportamento meccanico interno del versante	107
Figura 7.19 Mesh 3D alle differenze finite del BLOCCO1-2-3. Sono state considerate tre diverse configurazioni geometriche di riferimento: (A) un-blocco, (B) due-blocchi, e (C) tre-blocchi.....	108
Figura 7.20 Andamento delle deformazioni di taglio massime associate alla rottura progressiva del BLOCCO1. Sono evidenziati i due meccanismi di rottura	110
Figura 7.21 Andamento tri-dimensionale di (A), (C) spostamenti di taglio all'interfaccia e (B), (D) spostamenti del blocco relativi alla condizione a rottura del BLOCCO1, in base ai due meccanismi di rottura identificati.....	111
Figura 7.22 Andamento tri-dimensionale delle deformazioni di taglio massime associate alla rottura progressiva del BLOCCO1-2-3. Sono state considerate tre configurazioni geometriche a blocchi del versante instabile	113
Figura 7.23 Andamento tri-dimensionale degli spostamenti di taglio calcolati lungo le interfacce (faglie locali) associati alla rottura progressiva del BLOCCO1-2-3, secondo le configurazioni analizzate a (A) un-blocco, (B) due-blocchi, e (C) tre-blocchi	114
Figura 7.24 Andamento tri-dimensionale degli spostamenti calcolati del versante associati alla rottura progressiva del BLOCCO1-2-3, secondo le configurazioni analizzate a (A) un-blocco, (B) due-blocchi, e (C) tre-blocchi	115
Figura 7.25 Possibili meccanismi di rottura di un versante roccioso caratterizzato da una geometria bi-lineare della superficie di scivolamento.....	116
Figura 8.1 Simulazione del crollo del BLOCCO1 (scenario 1).....	126
Figura 8.2 Spessori del deposito di frana associato al crollo del BLOCCO1. È indicata la traccia della sezione N-S del deposito del crollo	127
Figura 8.3 Sezione N-S del deposito di frana associato al crollo del BLOCCO1 (scenario 1).....	127
Figura 8.4 Simulazione del crollo del BLOCCO1-2-3 (scenario 2).....	129

Figura 8.5	Spessori del deposito di frana associato al crollo del BLOCCO1-2-3. Sono indicate le tracce delle sezioni N-S e W-E del deposito del crollo.....	130
Figura 8.6	Sezione N-S del deposito di frana associato al crollo del BLOCCO1-2-3 (scenario 2).....	130
Figura 8.7	Sezione W-E del deposito di frana associato al crollo del BLOCCO1-2-3 (scenario 2).....	131
Figura 8.8	Il lago che si formerebbe in conseguenza dello sbarramento di frana associato al crollo del BLOCCO1-2-3 (scenario 2).....	131
Figura 8.9	Simulazione del crollo del BLOCCO DOLOMITICO (scenario 3).....	133
Figura 8.10	Spessori cumulati del deposito di frana associato ai crolli in successione del BLOCCO1-2-3 e del BLOCCO DOLOMITICO. Sono indicate le tracce delle sezioni N-S e W-E del deposito di frana.....	134
Figura 8.11	Sezione N-S del deposito di frana associato ai crolli in successione del BLOCCO1-2-3 e del BLOCCO DOLOMITICO (scenario 3).....	134
Figura 8.12	Sezione W-E del deposito di frana associato ai crolli in successione del BLOCCO1-2-3 e del BLOCCO DOLOMITICO (scenario 3).....	135
Figura 8.13	Lago che si formerebbe in conseguenza dello sbarramento di frana associato ai crolli in successione del BLOCCO1-2-3 e del BLOCCO DOLOMITICO (scenario 3).....	135
Figura 9.1	Il tratto di valle del F. Tagliamento considerato nella modellazione idraulica dell'onda di piena. Sono segnalate le opere e gli insediamenti abitativi potenzialmente interessati dalla propagazione dell'onda (immagine da Google Earth).....	142
Figura 9.2	(A), (B) L'alveo incassato del F. Tagliamento a valle del Passo della Morte. Si noti la sua tortuosità.....	143
Figura 9.3	Restringimento dell'alveo del F. Tagliamento in coincidenza del muro in calcestruzzo eretto a difesa della sponda sinistra (da relazione Puntel & Capellari Associati, 2015)	143
Figura 9.4	(A) Ortofoto e (B) CTRN del tratto di valle del F. Tagliamento in corrispondenza dell'abitato di Caprizi. L'alveo ha qui una larghezza media di circa 100–150 m.....	144
Figura 9.5	Il ponte sulla SR552 visto da valle. L'impalcato è sorretto da 4 pile in alveo. Il corso principale del fiume si localizza sotto la campata di sinistra (SE). Si noti la differente luce verticale tra le 5 campate. Situazione ad inizio 2019.....	144
Figura 9.6	Lo sbarramento di Caprizi visto da valle. Il corso principale del F. Tagliamento si trova all'estremità destra dell'alveo (a sinistra in foto, non visibile in quanto nascosto dalla barra ghiaiosa). In primo piano si nota un corso secondario del fiume rasente la difesa spondale in sinistra	145

Figura 9.7	(A) Argine in scogliera ($h = 3$ m) realizzato a difesa dell'abitato di Caprizi in sinistra orografica. (B) Edificio a quota 508.6 m s.l.m. situato a 100 m circa dal F. Tagliamento. La foto è stata scattata dalla sommità dell'argine	146
Figura 9.8	(A) Ortofoto e (B) CTRN del tratto di valle alla confluenza tra il F. Tagliamento ed il T. Lumiei in corrispondenza dell'abitato di Socchieve	146
Figura 9.9	Il ponte su viabilità secondaria in località Casolari Seletto, visto da monte. L'impalcato è sorretto da 3 pile in alveo con altezza utile di 3.6–3.7 m. Sulla sponda destra, poco più a valle del ponte, si trovano due edifici civili	147
Figura 9.10	Morfologia dell'alveo del F. Tagliamento e della sponda destra in corrispondenza della località Casolari Seletto. Sono indicate rispettivamente in rosso e in giallo le curve di livello corrispondenti alle quote di 410 m s.l.m. e 408 m s.l.m. Sono inoltre riportate le posizioni dei due edifici civili che distano poco più di 50 m dal fiume	148
Figura 9.11	(A) La sponda destra del F. Tagliamento ripresa dal ponte su viabilità secondaria in località Casolari Seletto. Si noti il modesto argine naturale di circa 1 m di altezza. (B) L'edificio civile A in località Casolari Seletto che si trova ad una quota di circa 410 m s.l.m. L'edificio civile B, nascosto in figura dall'edificio A, si trova ad una quota di circa 409 m s.l.m.	148
Figura 9.12	Estratto modificato dal "Piano Stralcio per l'assetto idrogeologico del bacino idrografico del fiume Tagliamento", in coincidenza della località Casolari Seletto. I due edifici civili ricadono in classe di pericolosità idraulica P2	149
Figura 9.13	Argini a difesa dell'abitato di Socchieve situati (A) a monte del paese lungo il corso del T. Lumiei e (B) lungo il corso del F. Tagliamento	149
Figura 9.14	Contorno del dominio di calcolo (in rosso) sovrapposto a ortofoto del tratto d'asta del F. Tagliamento analizzato nelle simulazioni idrodinamiche della propagazione dell'onda di piena conseguente alla rottura del potenziale sbarramento di frana in località Passo della Morte. Sono indicati gli affluenti del F. Tagliamento considerati nelle analisi.....	151
Figura 9.15	Dettagli della mesh in corrispondenza (A) della posizione del potenziale sbarramento di frana e (B) dell'abitato di Caprizi. Gli elementi quadrangolari della maglia sono stati strutturati al fine di meglio seguire il flusso della corrente.....	153
Figura 9.16	Dettaglio della mesh di calcolo in corrispondenza della confluenza tra il F. Tagliamento e il T. Lumiei. Nella realizzazione della mesh è stata considerata la posizione degli argini a difesa dell'abitato di Socchieve	153
Figura 9.17	Condizioni iniziali del modello idrodinamico che simula la propagazione dell'onda di piena su alveo asciutto. Sono indicati i valori del tirante e della velocità della	

corrente in corrispondenza del potenziale bacino di invaso a monte dello sbarramento di frana. La quota del pelo libero dell'invaso è di 621.5 m s.l.m.	157
Figura 9.18 (A) Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo asciutto. (B) Dettaglio della propagazione dell'onda in corrispondenza del restringimento dell'alveo a valle del Passo della Morte. Si noti lo scavalco del muro in calcestruzzo eretto a difesa della sponda sinistra in frana	158
Figura 9.19 Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo asciutto, nel primo tratto d'asta del F. Tagliamento analizzato. La corrente è contenuta nell'alveo del fiume.....	159
Figura 9.20 Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo asciutto, in corrispondenza dell'allargamento dell'alveo del F. Tagliamento prima di Caprizi.....	159
Figura 9.21 Tiranti e velocità simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo asciutto, in corrispondenza del ponte sulla SR552 (località Caprizi). Il flusso della corrente si concentra al di sotto della campata di SE del ponte. L'onda è ovunque contenuta in alveo	160
Figura 9.22 Tiranti e velocità simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo asciutto, in corrispondenza dell'abitato di Caprizi. Il flusso principale della corrente transita rasente alla sponda destra	161
Figura 9.23 Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo asciutto, lungo il Canale di Socchieve tra gli abitati di Caprizi e Socchieve	161
Figura 9.24 Tiranti e velocità simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo asciutto, in corrispondenza della località Casolari Seletto. La corrente è contenuta in alveo.....	162
Figura 9.25 Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo asciutto, in corrispondenza dell'abitato di Socchieve. La corrente causa l'inondazione di un'area golenale ma è contenuta entro gli argini	162
Figura 9.26 Formazione progressiva del bacino a monte del potenziale sbarramento di frana in località Passo della Morte, per una corrente di portata $Q_p = 10 \text{ m}^3/\text{s}$	164
Figura 9.27 Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo bagnato nel primo tratto analizzato dell'asta del F. Tagliamento a valle del Passo della Morte ($Q_p = 10 \text{ m}^3/\text{s}$)	165
Figura 9.28 Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo bagnato, in coincidenza del ponte sulla SR552 e della traversa di Caprizi ($Q_p = 10 \text{ m}^3/\text{s}$)	166
Figura 9.29 Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo bagnato, in coincidenza di Caprizi ($Q_p = 10 \text{ m}^3/\text{s}$)	167

Figura 9.30	Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo bagnato, in coincidenza della località Casolari Seletto ($Q_p = 10 \text{ m}^3/\text{s}$). Si noti la lieve esondazione della corrente in coincidenza del transito del colmo di piena.....	167
Figura 9.31	Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo bagnato, in coincidenza dell'abitato di Socchieve ($Q_p = 10 \text{ m}^3/\text{s}$). Si nota l'inondazione delle due aree golenali sia in destra che sinistra	168
Figura 9.32	Formazione progressiva del bacino a monte del potenziale sbarramento di frana in località Passo della Morte, per una corrente di portata $Q_p = 50 \text{ m}^3/\text{s}$	169
Figura 9.33	Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo bagnato, in coincidenza del ponte sulla SR552 e della traversa di Caprizi ($Q_p = 50 \text{ m}^3/\text{s}$)	170
Figura 9.34	Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo bagnato, in coincidenza di Caprizi ($Q_p = 50 \text{ m}^3/\text{s}$)	171
Figura 9.35	Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo bagnato, in coincidenza della località Casolari Seletto ($Q_p = 50 \text{ m}^3/\text{s}$). Si noti l'esondazione della corrente in coincidenza del transito dell'onda di piena.....	172
Figura 9.36	Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo bagnato, in coincidenza dell'abitato di Socchieve ($Q_p = 50 \text{ m}^3/\text{s}$). Si nota l'inondazione delle due aree golenali sia in destra che sinistra	173
Figura 10.1	Fenomeni di danneggiamento localizzato del ponte sulla SR552 in località Caprizi. Si noti la rottura del copriferro ed il processo di ossidazione in atto dell'armatura in coincidenza dell'appoggio tra campata e pila. Si noti inoltre la ridotta luce disponibile al di sotto dell'impalcato (130 cm circa)	176
Figura 10.2	Identificazione delle aree soggette a rischio idrogeologico indotto da un potenziale fenomeno di frana che coinvolge il versante roccioso in località Passo della Morte, in relazione agli elementi esposti lungo il tratto d'asta del F. Tagliamento analizzato	179

Lista delle Tabele

Tabella 3.1	Caratteristiche delle formazioni rocciose presenti nell'area di studio, dalla più recente alla più antica	24
Tabella 3.2	Caratteristiche morfologiche del bacino del Rio Scluses.....	33
Tabella 3.3	Terremoti storici ($M \geq 5.0$) avvenuti entro i 75 km dal Passo della Morte (dati: http://emidius.mi.ingv.it/).....	38
Tabella 4.1	Giacitura media dei set di discontinuità individuati nello Sperone W.....	48
Tabella 4.2	Caratteristiche geometriche dei giunti tettonici vs. giunti gravitativi riconosciuti in sito.....	51
Tabella 4.3	Parametri geomeccanici di alcune faglie locali che attraversano l'ammasso roccioso, secondo il criterio di resistenza al taglio di Barton–Bandis	54
Tabella 4.4	Parametri geomeccanici degli ammassi rocciosi, secondo la caratterizzazione di campagna di Hoek–Brown	56
Tabella 6.1	Valori di PGA al 50° percentile adottati nelle verifiche di stabilità in condizioni sismiche del versante del Passo della Morte	78
Tabella 7.1	Parametri meccanici adottati nelle simulazioni sforzo–deformazione	88
Tabella 7.2	Valori del fattore di sicurezza del versante relativi al BLOCCO1 e al BLOCCO1-2-3, ottenuti con i diversi approcci di calcolo adottati.....	92
Tabella 8.1	Parametri meccanici adottati nelle simulazioni 3D della propagazione del crollo al Passo della Morte, per i diversi scenari di rottura ipotizzati.....	124
Tabella 8.2	Caratteristiche geometriche del deposito di frana e del lago a tergo dallo sbarramento generati dal crollo del versante del Passo della Morte, in funzione dei diversi scenari ipotizzati	136
Tabella 9.1	Valori di portata del F. Tagliamento misurati mediante mulinello in diverse sezioni lungo l'asta del fiume	155
Tabella 9.2	Valori del coefficiente di scabrezza di Manning assunti nelle simulazioni idrodinamiche (Chow, 1959)	156

Capitolo 1

Introduzione

1.1 Identificazione del problema scientifico

Le frane in roccia sono fenomeni tipici di dissesto idrogeologico che si verificano nell'ambito dell'evoluzione morfologica dei versanti. A volte sono caratterizzate da eventi rapidi (durata del crollo di secondi o minuti) e di dimensione notevole (volumi da migliaia a milioni di m³). Le frane in roccia possono originare situazioni di rischio nei confronti di persone, aree abitate, linee di comunicazione e infrastrutture situate in regioni montuose con diversi ambienti climatici (Abele, 1974). Nella comune pratica di gestione e mitigazione del rischio idrogeologico, un numero sempre maggiore di ricercatori o liberi professionisti viene interpellato per analizzare e predire la stabilità di un dato versante, valutare la probabilità di frana, il potenziale meccanismo di rottura, le aree coinvolte, gli elementi esposti al rischio e le possibili contromisure ingegneristiche (Eberhardt, 2003). Per valutare correttamente tali aspetti, è essenziale comprendere i complessi processi meccanici che coinvolgono un versante roccioso instabile sia prima del collasso finale che nella fase post-rottura.

Le problematiche di stabilità dei versanti in roccia richiedono spesso studi finalizzati al riconoscimento dei processi e dei meccanismi che guidano l'instabilità, incluso il fenomeno di progressiva fratturazione e deformazione che coinvolge l'ammasso roccioso instabile prima del collasso. Nelle analisi a priori di versanti rocciosi suscettibili di rottura, una corretta valutazione della condizione di stabilità e del potenziale meccanismo di rottura del versante è subordinata al riconoscimento di evidenze geomeccaniche di danneggiamento dell'ammasso roccioso imputabili ad un processo di rottura progressiva del versante. L'identificazione di tali indizi geomeccanici è decisiva per comprendere i processi che guidano il fenomeno di instabilità e richiede l'integrazione dei dati derivanti da: (1) rilievo geomeccanico in sito; (2) monitoraggio del versante (qualora possibile); e (3) modellazione numerica del comportamento tenso-deformativo del versante.

Un potenziale evento di frana rappresenta un fattore di rischio diretto su persone e cose situate al di sopra (edifici, infrastrutture), all'interno (gallerie e opere in sotterraneo) o nelle vicinanze del versante instabile, per possibile coinvolgimento nel movimento di frana o per investimento da parte della massa franata. Il corpo di frana può inoltre interferire con gli elementi idrografici caratteristici del territorio, in particolare fiumi, torrenti, o grandi volumi d'acqua adiacenti al versante instabile (laghi o mari), generando ostruzioni e/o sbarramenti dei corsi d'acqua o innescando onde anomale in laghi o bracci di mare (*tsunami*). Nei contesti Alpini, la formazione di uno sbarramento di frana rappresenta una fonte di rischio sia a monte che a valle della sezione di ostruzione. Un sbarramento di frana determina in ogni caso un'inondazione a monte per il progressivo riempimento di un bacino d'invaso; ma un suo eventuale collasso, anche parziale, può generare un'inondazione verso valle per l'innescò e conseguente propagazione di un'onda di piena impulsiva. Gli effetti negativi si possono quindi propagare anche a notevole distanza dalla sorgente. In queste circostanze, è richiesto un approccio di analisi di rischio a cascata (o multi-rischio), in cui la causa scatenante (la frana in roccia) innescò una serie di eventi a cascata (o domino) che si propagano in successione e che amplificano gli effetti dell'evento principale.

In questo lavoro, vengono presentati i risultati di un'analisi di rischio a cascata indotto dal possibile collasso di un versante roccioso naturale situato in località Passo della Morte (valle del F. Tagliamento, Provincia di Udine, Regione Friuli Venezia Giulia).

1.2 Obiettivi dello studio

Gli obiettivi del presente progetto di ricerca sono rivolti sia allo specifico caso di studio che alla più ampia problematica di stabilità dei versanti in roccia. In relazione allo specifico caso di studio, il principale obiettivo è quello di individuare le aree e gli elementi esposti al rischio indotto da un potenziale fenomeno di frana che coinvolge il versante indagato. Il raggiungimento di tale scopo è possibile attraverso la definizione dei seguenti obiettivi intermedi:

1. Definizione dei possibili scenari di rottura e valutazione della condizione di stabilità del versante;
2. Analisi dei possibili fattori di innescò di frana;
3. Analisi della propagazione del materiale roccioso franato per i diversi scenari di rottura ipotizzati;
4. Valutazione della stabilità di un potenziale sbarramento di frana e analisi degli effetti della propagazione di un'onda di piena conseguente alla rottura dello sbarramento;

5. Identificazione delle aree a rischio idrogeologico indotto dal potenziale fenomeno di frana;

In un'ottica più generale, lo scopo principale del presente lavoro è quello di comprendere il comportamento meccanico di un versante roccioso instabile durante la delicata fase preparatoria al collasso. A tal fine, è stato condotto un rilievo geomeccanico in sito finalizzato al riconoscimento delle evidenze geomeccaniche superficiali di danneggiamento dell'ammasso roccioso. L'attenzione è stata rivolta in particolare alle porzioni di versante maggiormente sollecitate, dove l'obiettivo dell'indagine era quello di riconoscere le fratture di origine gravitativa (o di neo-formazione) e di differenziarle dai giunti pre-esistenti di origine tettonica. Le osservazioni di campagna sono state integrate con i dati disponibili di monitoraggio del versante. Sono state condotte delle analisi sforzo-deformazione del versante finalizzate all'investigazione del comportamento pre-collasso e del danneggiamento interno dell'ammasso roccioso. Il confronto tra gli indicatori meccanici di danneggiamento dell'ammasso roccioso ottenuti dalla modellazione numerica con le evidenze di danno effettivamente riconosciute sul versante ha permesso di esplorare il potenziale meccanismo di rottura e il relativo processo di danneggiamento che coinvolge i versanti rocciosi instabili che si avvicinano alla condizione di collasso.

1.3 Metodologia della ricerca

Lo studio in oggetto ha richiesto un approccio interdisciplinare basato su diverse attività, integrate e strutturate per fasi di indagine successive. Tale approccio metodologico risponde alla necessità di combinare diversi aspetti associati a discipline quali la geologia strutturale, la geomorfologia, l'idrogeologia, la sismologia, la geologia applicata, la meccanica delle rocce, la geotecnica, e l'idraulica fluviale per offrire un contributo all'analisi del rischio indotto da un potenziale fenomeno di frana. Le evidenze geomeccaniche di danneggiamento dell'ammasso roccioso che sono state riconosciute in sito si basano sull'integrazione dei dati acquisiti da: (1) rilievo geologico e geomeccanico; (2) documentazione fotografica acquisita in sito; (3) modello digitale del terreno; e (4) monitoraggio del versante.

Il rilievo geologico e geomeccanico è stato effettuato sul versante indagato e sulle aree circostanti per stabilire il contesto geologico-strutturale nel quale si colloca il versante. Le indagini di campagna sono state programmate di volta in volta sulla base degli obiettivi prefissati e dei risultati precedenti. Durante il rilievo sono state acquisite informazioni in merito all'assetto strutturale dell'ammasso roccioso, alle caratteristiche geometriche e meccaniche delle discontinuità, alle proprietà meccaniche della roccia intatta e dell'ammasso

roccioso. I dati di campagna sono stati acquisiti da numerosi affioramenti all'interno dell'area di studio al fine di comprendere variazioni locali nelle caratteristiche dell'ammasso roccioso. È stato raccolto un grande numero di dati di orientazione delle discontinuità, e di dati strutturali e cinematici di pieghe, faglie e superfici striate. I dati di orientazione delle strutture geologiche saranno presentati secondo l'annotazione 'immersione/inclinazione'. Numerose superfici rocciose sono state testate utilizzando il martello di Schmidt (tipo L) al fine di valutare la resistenza a compressione sia delle pareti dei giunti che della roccia intatta (numero totale di impatti: $N = 1840$). Alcune superfici dei giunti sono state caratterizzate secondo il criterio di resistenza al taglio di Barton–Bandis, al fine di valutare l'angolo di attrito di picco. Le caratteristiche dell'ammasso roccioso e le proprietà della roccia intatta sono state impiegate in una caratterizzazione meccanica degli ammassi rocciosi secondo la procedura di Hoek–Brown.

L'esame della documentazione fotografica acquisita in sito ha permesso il riconoscimento di alcune specifiche forme (o *facies*) di danneggiamento che caratterizzano l'ammasso roccioso. In molti casi, le foto sono state utilizzate per schematizzare la struttura dell'ammasso roccioso, identificando evidenze di danneggiamento interno. I caratteri morfologici del versante indagato e dell'area circostante sono stati definiti per mezzo di alcune specifiche ortofoto e di un modello digitale del terreno (*Digital Terrain Model*, DTM), forniti dalla Protezione Civile Regionale del Friuli Venezia Giulia. La scala originale del DTM (4 punti al m^2) ha fornito una buona rappresentazione della morfologia del terreno. Il DTM è stato usato anche per ricostruire la geometria 3D dei vari blocchi rocciosi che compongono il versante e per disegnare la sezione geologica di riferimento.

Il versante investigato è stato monitorato nel passato per mezzo di numerosi dispositivi che sono stati installati dall'Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica del Consiglio Nazionale delle Ricerche (IRPI-CNR) per conto della Protezione Civile Regionale del Friuli Venezia Giulia. I dati messi a disposizione hanno fornito importanti informazioni sugli spostamenti superficiali e profondi, sulle variazioni di livello delle acque sotterranee, e sulle emissioni acustiche.

Tutti i dati di campagna sono stati utilizzati per costruire un modello geomeccanico del versante che rappresenta lo strumento conoscitivo di base necessario alla corretta valutazione della stabilità del versante e del suo potenziale meccanismo di rottura. Il modello geomeccanico è stato definito sulla base dei seguenti aspetti:

- determinazione del contesto geologico, geomorfologico, idrogeologico e sismico dell'area di studio;

- ricostruzione dell'arrangiamento strutturale del versante e degli ammassi rocciosi circostanti;
- identificazione delle potenziali superfici di rottura che delimitano i blocchi rocciosi instabili;
- stima del volume dei blocchi rocciosi suscettibili di rottura;
- identificazione del cinematismo dei blocchi instabili;
- identificazione degli scenari di rottura e valutazione preliminare della stabilità del versante.

Il modello geomeccanico è stato implementato nelle analisi di stabilità del versante, condotte adottando sia un approccio bi-dimensionale (2D) che un approccio tri-dimensionale (3D) e impiegando sia il metodo convenzionale dell'Equilibrio Limite (LEM) che la modellazione numerica alle Differenze Finite (FDM). Successivamente, sono state condotte delle analisi di propagazione del materiale di crollo utilizzando la modellazione numerica agli Elementi Distinti (DEM). Infine, sono state effettuate delle analisi di propagazione di un'onda di piena conseguente alla rottura di un potenziale sbarramento di frana, utilizzando una modellazione numerica ai Volumi Finiti (FVM).

1.4 Struttura della tesi

Il presente elaborato di tesi è costituito di 11 capitoli. Questo capitolo (Capitolo 1) fornisce un'introduzione generale al tema trattato, pone gli obiettivi della ricerca e illustra la metodologia di lavoro tenuta durante le diverse fasi di studio. Il Capitolo 2 espone una revisione della letteratura in cui si colloca il tema trattato nel presente lavoro di ricerca. Il Capitolo 3 inquadra lo specifico caso di studio analizzato dai punti di vista: geografico, storico, geologico, geomorfologico, idrogeologico e sismico. Il Capitolo 4 si focalizza sulla descrizione delle evidenze di sito acquisite durante il rilievo geomeccanico del versante indagato, incentrandosi sugli aspetti di danneggiamento dell'ammasso roccioso. Il Capitolo 5 espone il modello geomeccanico del versante indagato, ricostruito sulla base delle evidenze di campagna e sui dati di monitoraggio disponibili. Il Capitolo 6 riporta i risultati dell'analisi di stabilità preliminare del versante condotta con il metodo dell'Equilibrio Limite, sia bi-dimensionale che tri-dimensionale, in cui sono stati valutati il coefficiente di sicurezza FS ed i possibili fattori di innesco di un movimento franoso.

Il Capitolo 7 è incentrato sulla modellazione numerica del versante (2D e 3D) con gli obiettivi di valutare la condizione di stabilità ed il potenziale meccanismo di rottura del versante. Per confronto con le analisi all'Equilibrio Limite, è stato simulato il comportamento meccanico del versante soggetto a spinte idrostatiche e sollecitazione sismica. Vengono inoltre discussi i risultati della modellazione numerica,

soprattutto mettendoli a confronto con le evidenze superficiali acquisite in sito. Nel Capitolo 8 vengono esposti i risultati della modellazione numerica della propagazione del potenziale crollo di roccia, al fine di valutare la possibile formazione di uno sbarramento nel fondovalle. Il Capitolo 9 illustra i risultati della valutazione di stabilità del potenziale sbarramento di frana e della modellazione numerica della propagazione dell'onda di piena, condotta per valutare possibili effetti negativi sulle infrastrutture poste a valle. Nel Capitolo 10 vengono identificate le aree a rischio idrogeologico sulla base degli elementi esposti lungo la valle del F. Tagliamento. Infine, nel Capitolo 11 vengono esposte le conclusioni dello studio e i possibili futuri sviluppi della ricerca.

Capitolo 2

Revisione bibliografica

2.1 Evidenze di rottura progressiva dei versanti rocciosi instabili

Da un punto di vista fenomenologico e pensando meccanicamente, un versante roccioso che si avvicina alla rottura è interessato da alcuni determinanti processi meccanici preparatori che lo portano al collasso (rottura progressiva). Un versante coinvolto in un fenomeno di rottura progressiva è soggetto a un graduale danneggiamento dell'ammasso roccioso causato dalla gravità, a cui si associa una diminuzione progressiva della resistenza globale del versante prima di giungere alla condizione di equilibrio limite ed al collasso finale. La rottura progressiva di un versante roccioso è un processo meccanico preparatorio responsabile dell'innesco e della propagazione del danneggiamento dell'ammasso roccioso fino al collasso.

Il processo di danneggiamento dell'ammasso roccioso è sostanzialmente costituito dalla propagazione di fratture nella roccia intatta tra le discontinuità pre-esistenti, traducendosi nella rottura di ponti di roccia o parti di roccia intatta (Eberhardt et al., 2004). La propagazione delle fratture è essenzialmente governata dagli sforzi agenti di trazione e taglio che si localizzano agli apici delle fratture pre-esistenti. I modi di frattura della roccia intatta sono tre (Fig. 2.1): Modo I per trazione con sforzo agente ortogonale alla frattura pre-esistente (apertura), Modo II per taglio con sforzo agente in direzione longitudinale alla frattura pre-esistente (scorrimento), e Modo III per taglio con sforzo agente in direzione trasversale alla frattura pre-esistente (strappo).

La meccanica della fratturazione è un processo largamente studiato in letteratura, in particolare mediante l'esecuzione di prove di laboratorio su campioni di roccia finalizzate all'analisi della propagazione della frattura per un dato campo tensionale imposto (prove monoassiali, triassiali, di taglio, a trazione diretta o indiretta, etc.). Tali prove di laboratorio sono eseguite sia su campioni naturali a differente grado di anisotropia (e.g., Haimson e Chang, 2000; Guha Roy et al., 2017; Yin e Yang, 2018; Guo et al., 2020) sia su campioni ricostituiti in cui vengono artificialmente inserite delle imperfezioni (fratture, cavità) di

configurazione nota (e.g., Al-Shayea et al., 2000; Park e Bobet, 2009; Xu e Li, 2019). Il processo di propagazione delle fratture nel mezzo roccioso è stato investigato anche mediante l'utilizzo della modellazione numerica (e.g., Fang e Harrison, 2002; Liu et al., 2004; Duriez et al., 2018; Euser et al., 2019).

È necessario tuttavia sottolineare come i meccanismi di propagazione della frattura siano fortemente influenzati dalle dimensioni ridotte dei campioni di laboratorio e dallo specifico stato tensionale applicato nelle macchine di prova (sollecitazioni elevate e carichi assiali centrati). Gli stati tensionali imposti nelle prove di laboratorio possono essere anche significativamente differenti da quelli che tipicamente caratterizzano le parti di roccia intatta nei versanti rocciosi reali (sollecitazioni più basse e carichi eccentrici).

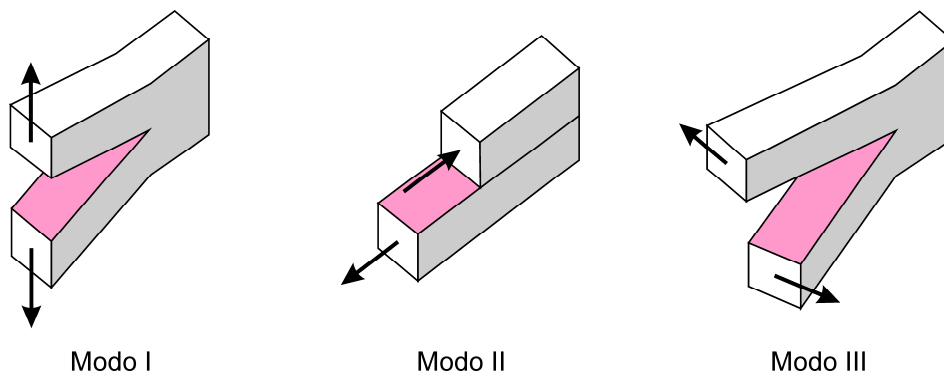


Fig. 2.1 Modi di frattura nella roccia intatta.

Nel caso dei versanti rocciosi, la progressiva distruzione della roccia intatta è causata da fattori che includono (Paronuzzi e Bolla, 2015a): (1) spostamenti progressivi del versante; (2) concentrazioni di sforzo localizzate; e (3) cambiamenti nel campo degli sforzi a scala del versante causati da processi geologici esterni (ritiro dei ghiacciai, erosione fluviale, rotture di versante antecedenti, etc.). La superficie di rottura tri-dimensionale si forma in parte attraverso la rottura della roccia intatta e in parte lungo le discontinuità geologiche pre-esistenti (Brideau et al., 2009). Sollecitazioni aggiuntive di taglio lungo le discontinuità possono inoltre causare la propagazione di fratture di trazione ortogonali fino alla generazione di una superficie di rottura continua a gradini (*'stepped failure surface'*; Stead et al., 2006).

Il processo meccanico di danneggiamento dell'ammasso roccioso è spesso denominato *'brittle fracture propagation'* (Eberhardt et al., 2002, 2004) o *'step-path failure'* (Stead et al., 2006; Brideau et al., 2009), e può portare allo sviluppo di superfici di rottura continue (Fig. 2.2) ed a un meccanismo di rottura progressiva (e.g. Tang, 1997; Szwedzicki, 2003; Tham et al., 2004; Kemeny, 2005). La fratturazione della roccia intatta è spesso associata all'emissione di onde elastiche, e una certa sismicità può caratterizzare il processo di rottura progressiva di versanti rocciosi instabili (Brückl e Parotidis, 2005; Petley e Petley, 2006).

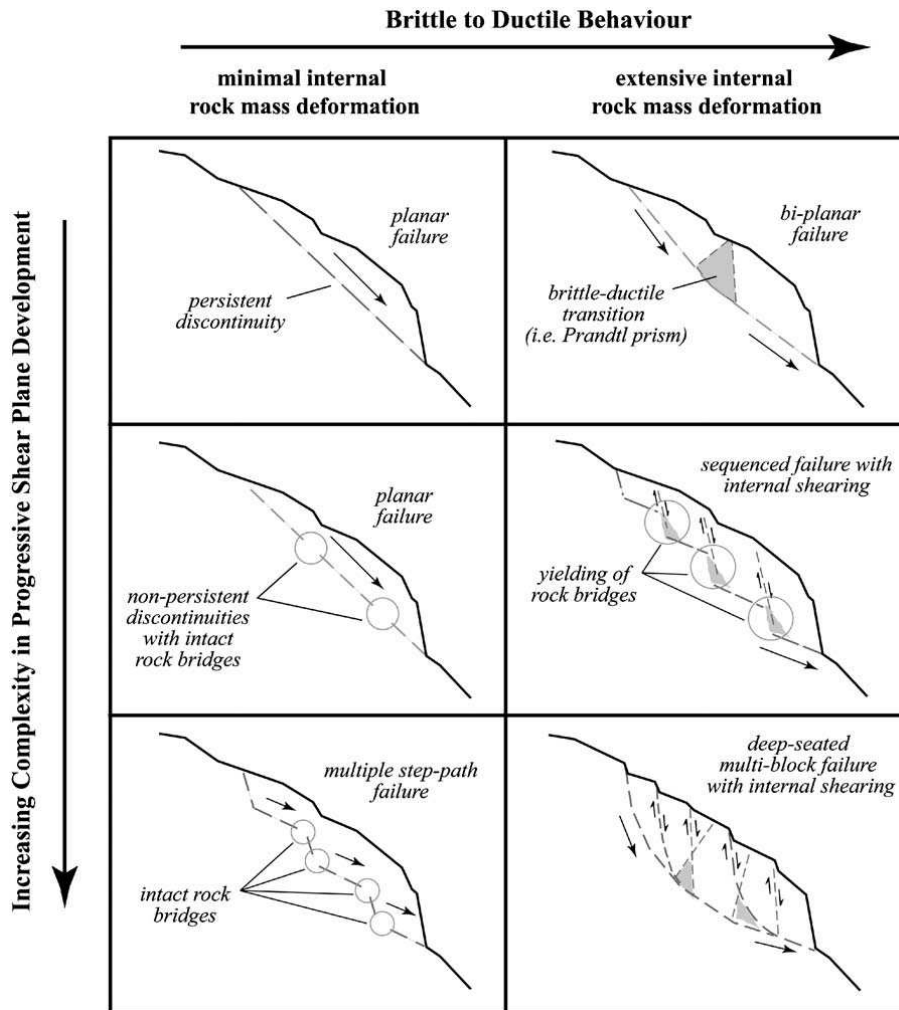


Fig. 2.2 Meccanismi di rottura progressiva di versanti rocciosi controllati dallo sviluppo di superfici di taglio interne e da processi di danneggiamento dell'ammasso roccioso, per geometrie a diversa complessità della superficie di rottura finale (da Eberhardt et al., 2004).

Il processo di rottura progressiva di un versante può essere innescato da cause sia naturali che antropiche ed ha una durata molto variabile (da ore o giorni fino a migliaia di anni). Maggiore è la dimensione del versante instabile, più tempo è richiesto per generare le condizioni per il collasso (Abele, 1994), ovvero per enucleare la superficie di rottura tri-dimensionale finale. Le operazioni di scavo nelle attività estrattive sia superficiali che sotterranee come anche la riprofilatura di versanti di progetto possono innescare piccoli fenomeni di rottura di versante caratterizzati da un processo molto rapido di sviluppo e coalescenza della fratturazione che possono portare al collasso improvviso di blocchi o lastre di roccia. Per versanti rocciosi naturali più grandi, la rottura progressiva è influenzata principalmente dagli eventi geomorfologici che si sono verificati nelle ultime migliaia di anni nei contesti montuosi.

La formazione progressiva di una superficie di rottura tri-dimensionale completamente enucleata richiede un intervallo di tempo molto lungo (da 1000–2000 anni a 10000–20000 anni). Secondo Prager et al. (2008), le rotture di versanti in roccia e i grandi movimenti in massa ($V > 10 \text{ Mm}^3$) nelle Alpi sono avvenuti seguendo una distribuzione temporale piuttosto continua dalla fine del *Last Glacial Maximum* (LGM). Il rapido ritiro dei ghiacciai iniziato alla fine del *Last Glacial Maximum* (18000–19000 anni BP) è il punto di inizio dei processi di instabilità dei versanti che sono stati negli effetti innescati dallo svincolo cinematico acquisito dai versanti vallivi Alpini (Brückl e Parotidis, 2005; Prager et al., 2008; McColl, 2012).

Tuttavia, la durata del fenomeno di rottura progressiva dipende strettamente dall'interazione di alcuni fattori geologici predisponenti (in particolare, litologia e assetto tettonico), dall'attività sismica e dai flussi idrogeologici controllati dal clima (Brideau et al., 2009). La concorrenza di alcuni fattori sfavorevoli può accelerare il processo meccanico di danneggiamento dell'ammasso roccioso che porta al collasso: stratificazione o piani di debolezza (ad esempio, scistosità) a franapoggio, stratificazione sottile o successione multi-strato, presenza di interstrati a bassa resistenza (livelli argillosi/marnosi), presenza di faglie molto continue, zone di intenso danneggiamento tettonico dell'ammasso roccioso, occorrenza di frequenti e/o forti terremoti e precipitazioni intense/prolungate (Paronuzzi e Bolla, 2015a). Per questo motivo, la tipologia e l'entità del danno a carico dell'ammasso roccioso può variare significativamente in funzione delle caratteristiche specifiche del versante. Al contrario, l'assenza di fattori predisponenti comporta una condizione di stabilità prolungata dei versanti vallivi.

In letteratura, i processi meccanici dipendenti dal tempo che coinvolgono i versanti rocciosi instabili e inducono deformazioni e degrado della resistenza dell'ammasso roccioso sono spesso indicati come *'rock creep'* o *'mass rock creep'* (Radbruch-Hall, 1978; Chigira, 1992; Chigira e Kiho, 1994; Deng et al., 2000; Chigira et al., 2003; Chigira, 2009). In passato, sono state utilizzate altre definizioni per descrivere deformazioni persistenti di grandi versanti montuosi, come *'depth creep'* (Ter-Stepanian, 1966), *'sackung'* o *'sagging'* (Zischinsky, 1966), *'deep-seated continuous creep'* (Hutchinson, 1968), *'deep-seated creep'* (Nemčok, 1972), *'flow'* (Varnes, 1978), e *'pre-avalanche deformation'* (Braathen et al., 2004). Le *'Deformazioni Gravitative Profonde di Versante'* (DGPV) sono considerate come un tipico fenomeno di *creep* senza una superficie di scivolamento continua e ben definita (Cruden e Varnes, 1996; Crosta et al., 2013). Recentemente, Jaboyedoff et al. (2013) hanno utilizzato il termine *'slope tectonics'* per descrivere deformazioni di versante causate dalla gravità. I processi di deformazione e degrado dell'ammasso roccioso sopracitati possono evolvere in alcuni casi in fenomeni di frana rapidi e catastrofici (Chigira, 1992; Chigira e

Kiho, 1994; Agliardi et al., 2001; Petley, 2002; Wang et al., 2003; Brückl e Parotidis, 2005). In questi casi, il comportamento meccanico del versante può rappresentare un elemento precursore che anticipa il collasso, come sottolineato per la frana del Vajont del 9 Ottobre 1963 (Müller, 1964; Broili, 1967; Petley e Allison, 1997; Petley, 2002; Paronuzzi e Bolla 2015a, 2016a).

Una delle difficoltà maggiori durante il rilievo di campagna di frane avvenute o versanti rocciosi instabili è il riconoscimento del danneggiamento di origine gravitativa dell'ammasso roccioso, in particolare rispetto agli effetti indotti dai fenomeni tettonici (Chigira, 1992; Hart et al., 2012; Jaboyedoff et al., 2013). Nella maggior parte dei casi, le forme (o *facies*) di danno causate dalla gravità sono difficili da identificare in sito perché si aggiungono a quelle di origine tettonica o perché non possono essere rilevate a causa della disintegrazione dell'ammasso roccioso in conseguenza di un evento di frana.

Le *facies* di danneggiamento gravitativo dell'ammasso roccioso correlato alla rottura progressiva di versanti rocciosi includono: fratture di neo-formazione, apertura dei giunti, rocce disintegrate e/o polverizzate, pieghe fragili, superfici interne di scivolamento, bande cataclastiche, spostamenti di blocchi differenziali, etc. (Fig. 2.3; Chigira, 1992; Jaboyedoff et al., 2013; Wakizaka, 2013; Paronuzzi e Bolla, 2015a).

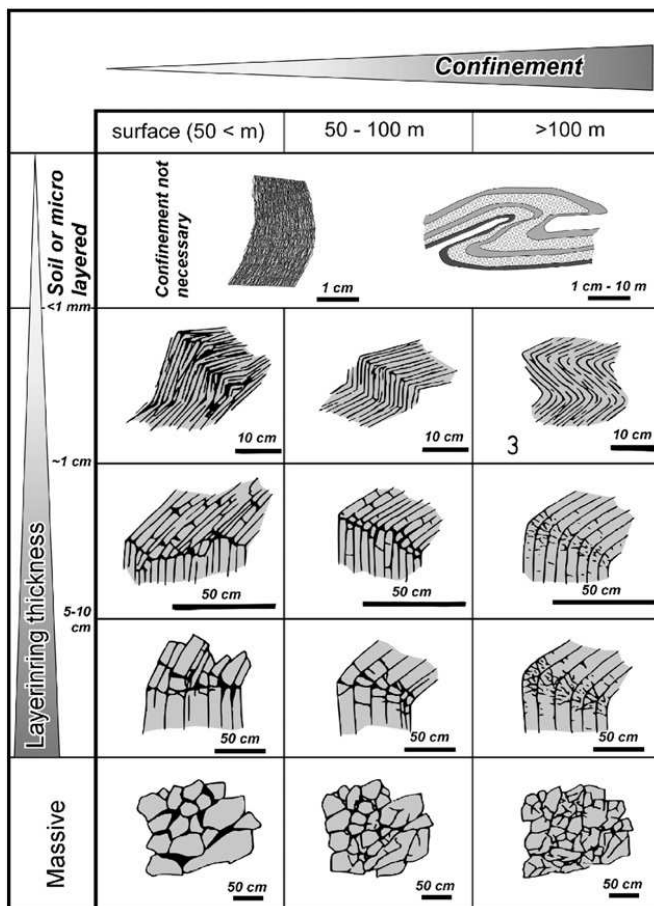


Fig. 2.3 Schema che illustra vari tipi di pieghe e fratture che si possono generare nei processi di danneggiamento gravitativo di versanti rocciosi, in relazione allo spessore dei livelli rocciosi e al confinamento (da Jaboyedoff et al., 2013, modificato da Chigira, 1992).

Evidenze di danneggiamento di ammassi rocciosi instabili sono più frequentemente riportate in studi a posteriori di frane già avvenute (Fig. 2.4). Queste vengono individuate essenzialmente tramite un rilievo della nicchia di distacco e, specificatamente per frane in blocco, del corpo di frana (Qin et al., 2001; Wang et al., 2003; Chang et al., 2005; Eberhardt et al., 2005; Brideau et al., 2006; Poschinger et al., 2006; Chigira, 2009; Tommasi et al., 2009; Tsou et al., 2011; Paronuzzi e Bolla, 2012, 2015a; Sturzenegger e Stead, 2012; Paronuzzi et al., 2016a; Sandøy et al., 2017).

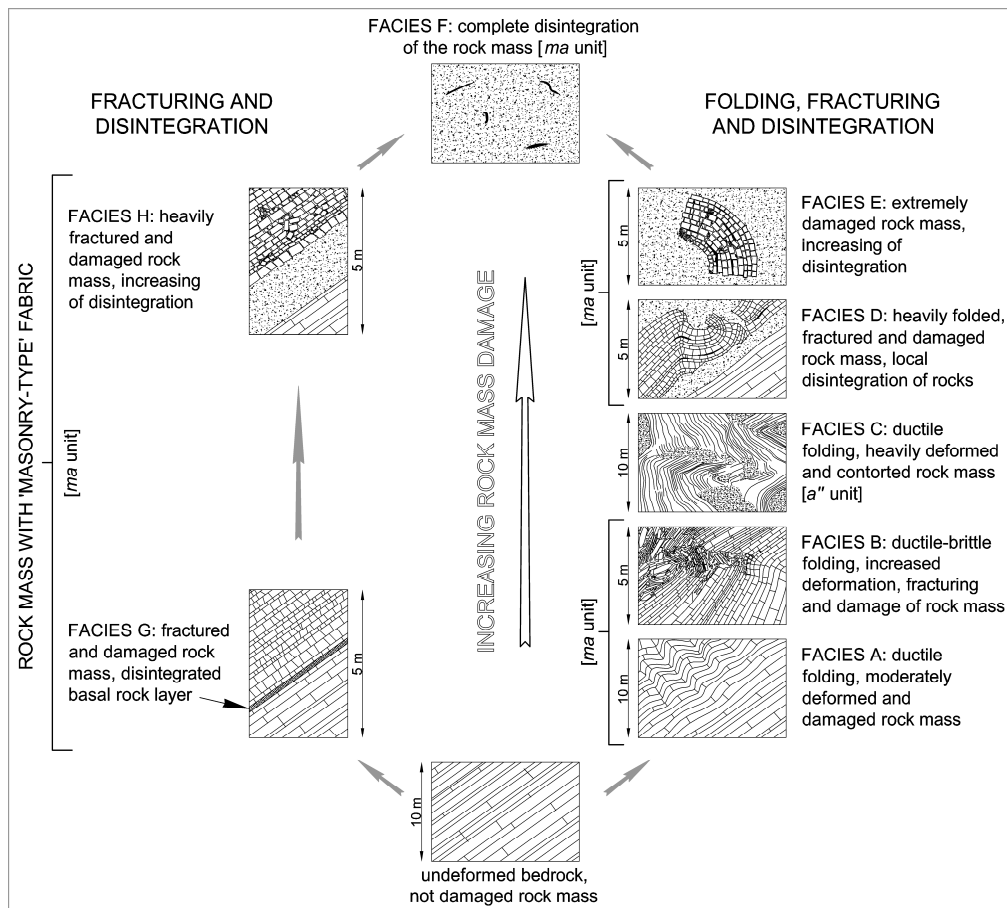


Fig. 2.4 *Facies* geomeccaniche di danneggiamento gravitativo dell'ammasso roccioso identificate dal rilievo in sito della frana del Vajont del 9 Ottobre 1963 (da Paronuzzi e Bolla, 2015a).

Al contrario, evidenze geomeccaniche di danneggiamento dell'ammasso roccioso sono state più raramente descritte e discusse in letteratura per versanti instabili suscettibili di rottura (Fig. 2.5; Deng et al., 2000; Braathen et al., 2004; Agliardi et al., 2013; Bolla e Paronuzzi, 2019). In analisi a priori di versanti soggetti a rottura, il comportamento meccanico e il relativo meccanismo di rottura sono tipicamente valutati mediante dati ottenuti da: *remote sensing* (fotogrammetria, *laser scan*, interferometria), monitoraggio di spostamenti superficiali e profondi, rilievi geofisici (*ground penetrating radar*, rifrazione e/o riflessione sismica, emissioni acustiche), sondaggi, misurazioni delle pressioni neutre, mappature strutturali e

geomorfologiche, caratterizzazione delle discontinuità e degli ammassi rocciosi, etc. (Bonzanigo et al., 2007; Ganerød et al., 2008; Willenberg et al., 2008a, b; Barla et al., 2010; Zangerl et al., 2010; Brideau et al., 2011; Gigli et al., 2011; Chigira et al., 2013; Wakizaka, 2013; Cloutier et al., 2016; Tomás et al., 2018).

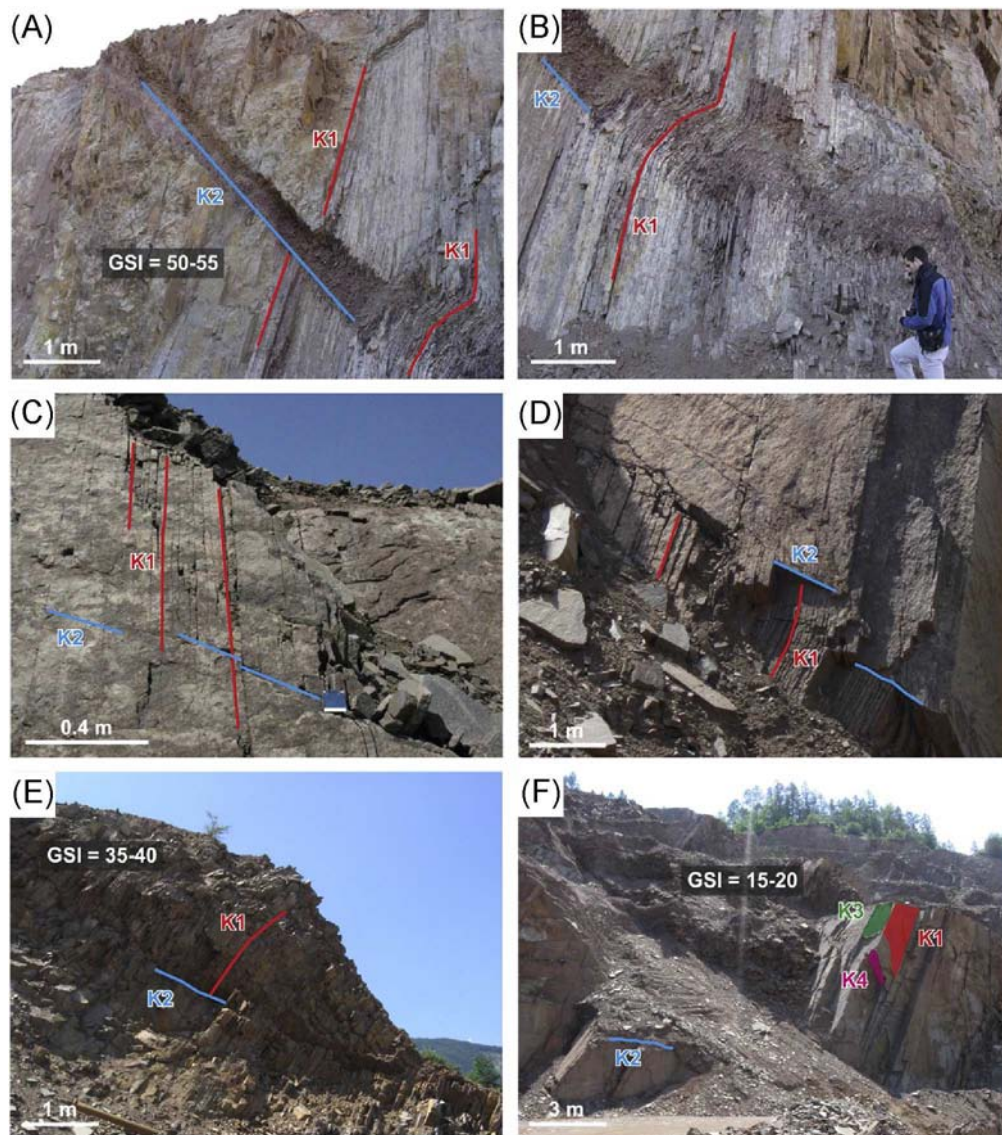


Fig. 2.5 Evidenze geomeccaniche rilevate sul versante instabile del M.te Gorsa (Valle di Cembra, Trentino-Alto Adige), che includono: (A), (B) superfici di scivolamento e bande di taglio cataclastiche lungo sistemi di giunti (K1, K2 e K3), (C) apertura di giunti per trazione e sviluppo di superfici di rottura a gradini, (D) sviluppo di zone di taglio decimetriche con rotazione di lastre, (E) scivolamento e ribaltamento di blocchi rocciosi, e (F) rotture locali (da Agliardi et al., 2013).

Tuttavia, questi dati sono raramente comparati con gli indicatori meccanici di danneggiamento dell'ammasso roccioso che possono essere effettivamente riconosciuti in affioramento. Tale discrepanza è principalmente dovuta alla scarsa quantità di informazioni relative alle evidenze di campagna associate al progressivo danneggiamento dell'ammasso roccioso che coinvolge versanti instabili suscettibili di rottura. I

determinanti processi meccanici preparatori che portano al collasso del versante sono difficili da identificare in campagna, sia per motivi pratici che concettuali. I versanti instabili a comportamento prevalentemente rigido esibiscono molto spesso evidenze di piccola entità (soprattutto spostamenti millimetrici–centimetrici) che provano l'esistenza in atto di un processo di progressiva deformazione/fratturazione dell'ammasso roccioso (Paronuzzi et al., 2016b).

La fratturazione gravitativa dell'ammasso roccioso è un importante fenomeno precursore di instabilità di versante. In generale, c'è scarsa informazione sulle caratteristiche geometriche delle fratture gravitative o di neo-formazione che coinvolgono l'ammasso roccioso durante il processo graduale di danneggiamento (Paronuzzi e Bolla, 2015a). Ciò è dovuto principalmente al fatto che le fratture gravitative sono difficili da identificare in affioramento e non è semplice differenziarle da quelle di origine tettonica (Fig. 2.6; Paronuzzi e Bolla, 2015a, b). Per questo motivo, le fratture di origine gravitativa non vengono spesso rilevate.

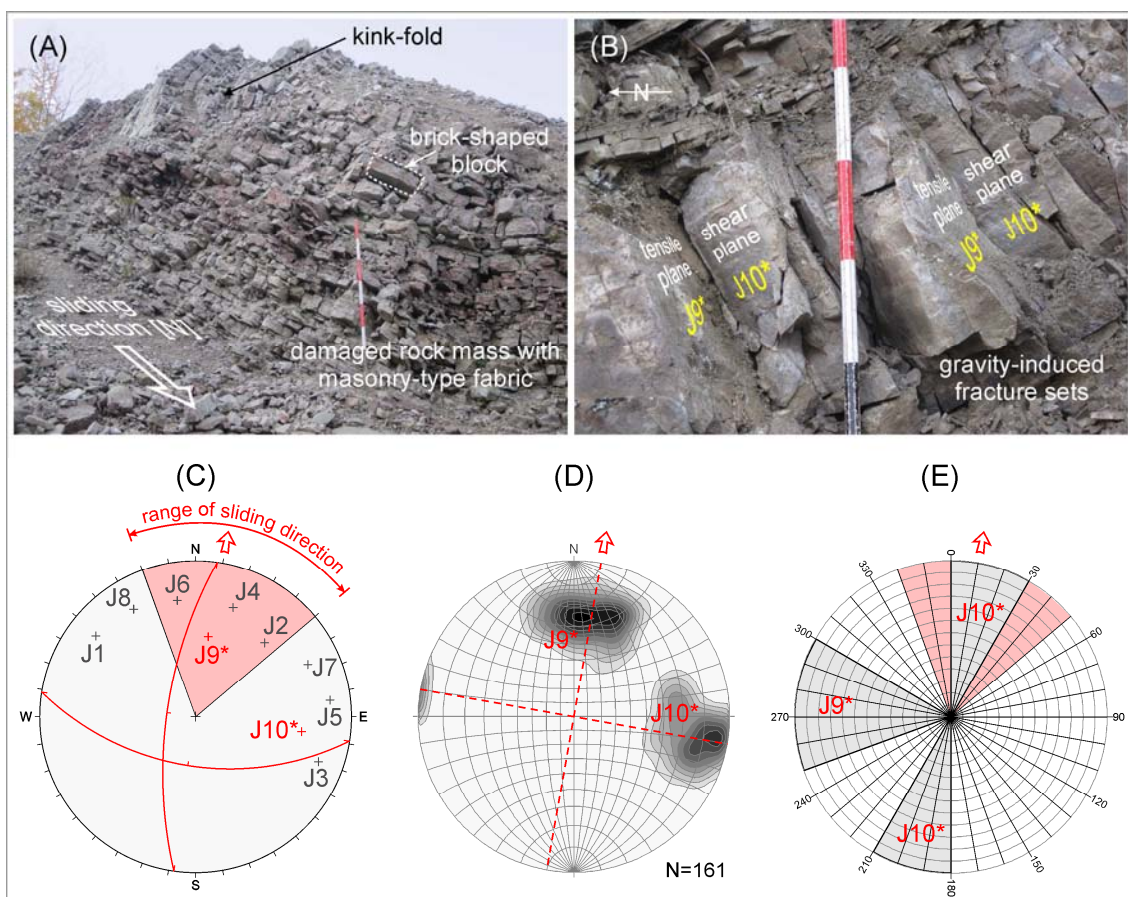


Fig. 2.6 Caratteristiche geometriche delle fratture di origine gravitativa riconosciute sulla frana del Vajont: (A) ammasso roccioso fratturato coinvolto nella zona di taglio basale della frana, (B) fratture gravitative appartenenti a due set di giunti sub-ortogonali. (C) Proiezione stereografica, (D) proiezioni alle isodensità dei poli e (E) diagramma a rosa delle fratture di neo-formazione che hanno una evidente relazione con la direzione di scivolamento della frana (da Paronuzzi e Bolla, 2015a).

Inoltre, l'attenzione è ancora concettualmente focalizzata sulla condizione a rottura del versante, e ciò è una conseguenza del vasto utilizzo del Metodo dell'Equilibrio Limite (LEM) per l'analisi di stabilità dei versanti in roccia. Tuttavia, a causa della sua assunzione di corpo rigido, il LEM non può prendere in considerazione i complessi processi meccanici di danneggiamento interno dell'ammasso roccioso che coinvolgono la maggior parte dei versanti rocciosi instabili (Eberhardt, 2003). Un'altra difficoltà concettuale risiede nella natura "geologica" dei processi meccanici preparatori. Questi processi di lunga durata (da 1000–2000 anni a 10000–20000 anni) sono fortemente influenzati dagli eventi di natura climatica come la rapida deglaciazione delle valli Alpine (Abele, 1974; Holm et al., 2004; Cossart et al., 2008). La conoscenza comprensiva dei cruciali fenomeni che controllano il comportamento pre-collasso di un versante instabile richiede anche la ricostruzione dei principali eventi geomorfologici avvenuti nel Pleistocene–Olocene.

In aggiunta a questi aspetti concettuali, è necessario sottolineare la seguente caratteristica oggettiva: la maggior parte del danneggiamento interno dell'ammasso roccioso rimane inevitabilmente nascosta agli occhi del rilevatore esterno (sia geologo che ingegnere). Quindi, le evidenze superficiali di campagna devono essere necessariamente integrate con altre informazioni come quelle che si possono ottenere dalla simulazione del comportamento sforzo–deformazione del versante roccioso instabile. La modellazione numerica applicata alle problematiche di stabilità dei versanti può essere molto efficace nel fornire informazioni chiave nei processi meccanici di progressivo danneggiamento che coinvolgono versanti instabili prima del collasso.

2.2 Simulazione del comportamento pre-collasso di versanti rocciosi instabili

Le problematiche di stabilità dei versanti in roccia includono aspetti geomeccanici relativi sia a frane già avvenute che a versanti instabili suscettibili di rottura. Vari tipi di frane in roccia, come frane di scivolamento planare o circolare, frane a cuneo, frane di ribaltamento, sono comunemente investigate con studi a posteriori che includono osservazioni di campagna e analisi di stabilità che impiegano il metodo tradizionale dell'Equilibrio Limite (Feng e Lajtai, 1998; Tofani et al., 2006; Frayssines e Hantz 2009; Paronuzzi et al., 2013), la modellazione numerica (Eberhardt et al., 2004, 2005; Paronuzzi e Serafini, 2009; Sturzenegger e Stead, 2012; Agliardi et al., 2013; Paronuzzi et al., 2006a; Boon et al., 2014; Sandøy et al., 2017) o entrambe le tecniche (Brideau et al., 2006; Tang et al., 2015; Paronuzzi et al., 2016b). Questi metodi di investigazione permettono l'acquisizione di importanti informazioni riguardanti la specifica rottura di versante

(ad esempio, cinematismo di rottura e fattore d'innescio), ma i processi complessi di danneggiamento progressivo che interessano l'ammasso roccioso prima del collasso rimangono poco compresi o sottovalutati.

D'altra parte, negli studi a priori, le analisi statiche di stabilità di versanti rocciosi suscettibili di rottura sono comunemente condotte utilizzando il metodo dell'equilibrio limite per calcolare il fattore di sicurezza del versante (Chen, 2004; Grenon e Hadjigeorgiou, 2008; Cloutier et al., 2016) o la modellazione numerica per stimare gli spostamenti del versante a rottura (Malmgren e Nordlund, 2006; Brideau et al., 2011). Quando si analizzano problematiche di stabilità di versanti soggetti a rottura, è necessaria una investigazione del meccanismo di rottura del versante (Eberhardt, 2003). Lo specifico meccanismo di rottura del versante dipende da fattori locali relazionati a: topografia del versante, orientazione delle discontinuità pre-esistenti, anisotropia e comportamento non-lineare del materiale roccioso, stress in sito, concentrazioni di stress localizzate, etc. La modellazione numerica è uno strumento efficace per prendere in considerazione i suddetti aspetti.

Nel recente passato, numerosi ricercatori hanno investigato il fenomeno di rottura progressiva nei versanti rocciosi mediante la modellazione numerica. Tuttavia, la maggior parte di queste ricerche ha analizzato il meccanismo di rottura di versanti idealizzati implementando una geometria semplificata del versante (Lorig et al., 2010; Scholtès e Donzé, 2012, 2015; Mejía Camones et al., 2013; Bonilla-Sierra et al., 2015; Huang et al., 2015; Jiang et al., 2015; Havaej e Stead, 2016; Tang et al., 2017; Elmo et al., 2018; Zhou e Chen, 2019), o è riferita a rotture di lastre al piede del versante (*footwall slopes*: Stead e Eberhardt, 1997; Alejano et al., 2011; Havaej et al., 2014).

Tra queste ricerche, la rottura bi-planare, o bi-lineare, è un particolare tipo di rottura di versante che è stato frequentemente studiato per comprendere i processi meccanici che portano alla formazione della superficie di rottura finale. La rottura bi-planare avviene quando un giunto ad alta inclinazione interseca una discontinuità con minore inclinazione affiorante alla faccia del versante. Esistono alcuni esempi di frane che denotano questa configurazione geometrica, specialmente in ammassi rocciosi caratterizzati da giunti di strato continui e attraversati da discontinuità tettoniche molto persistenti. Le rotture bi-planari sono più comunemente incontrate in scavi superficiali o versanti artificiali (Stead e Eberhardt, 1997; Corkum e Martin, 2004; Fisher, 2009; Alejano et al., 2011; Havaej et al., 2014), mentre sono più raramente riportate in versanti naturali (Eberhardt et al., 2004). Superfici di rottura bi-lineari possono caratterizzare grandi frane preistoriche che hanno riempito i fondivalle montuosi in conseguenza di eventi catastrofici di frana (Paronuzzi e Bolla, 2012; Song et al., 2015; Chen et al., 2016).

La configurazione bi-planare può essere determinata da discontinuità persistenti (O-P e P-Q in Fig. 2.7A) che consentono lo scivolamento del blocco instabile. In casi più complessi, la superficie di scivolamento può essere non-persistente (O'-P in Fig. 2.7B) o addirittura assente (Fig. 2.7C). Quando le discontinuità sono non-persistenti, deve avvenire un meccanismo di rottura complesso che coinvolge il danneggiamento di un ammasso roccioso 'intatto' alla base del versante instabile (O-O' e O-P in Fig. 2.7B, C). In queste circostanze, la topografia del versante è di importanza fondamentale poiché i cambiamenti nell'inclinazione del versante sono associati a zone di concentrazione dello stress (cerchi grigi in Fig. 2.7). Le concentrazioni di stress sono responsabili dell'innesco, della propagazione e della coalescenza della fratturazione.

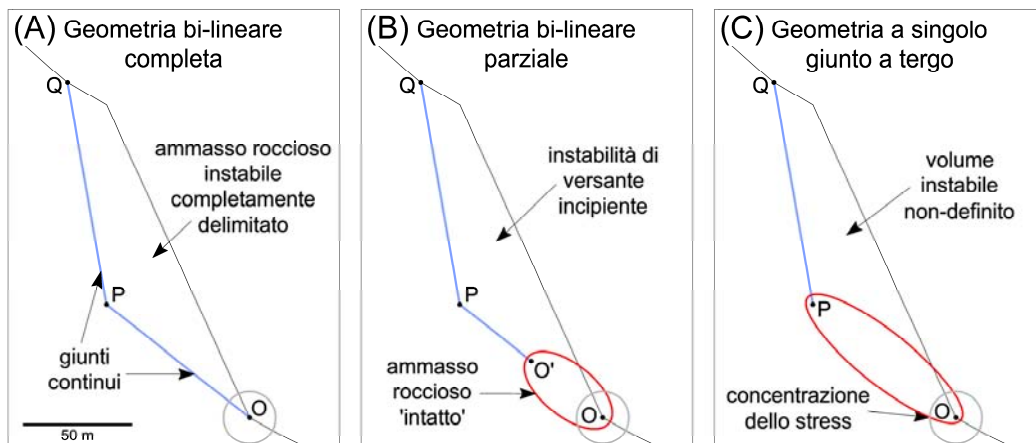


Fig. 2.7 Possibili configurazioni di rottura bi-lineare in grandi versanti rocciosi: (A) geometria completamente formata, (B) geometria parzialmente formata, e (C) geometria con singolo giunto a tergo.

La rottura bi-planare richiede, a differenza di altre tipologie note di rotture di versante (planare, a cuneo e circolare), una considerevole deformazione interna e fratturazione dell'ammasso roccioso per consentire lo spostamento del blocco instabile e il successivo collasso del versante. Mencl (1966) e Kvapil e Clews (1979) hanno proposto lo sviluppo di una zona di transizione a prisma di Prandtl o un meccanismo a blocchi attivo-passivo per spiegare le rotture di versante controllate da una geometria bi-planare (Fig. 2.8). Nel meccanismo a cunei attivo-passivo, le forze del blocco superiore spingono verso l'esterno il blocco inferiore. Havaej et al. (2014) hanno simulato la formazione di superfici di taglio e zone di transizione interne con intensa fratturazione della roccia intatta per accomodare il meccanismo a blocchi attivo-passivo (Fig. 2.9).

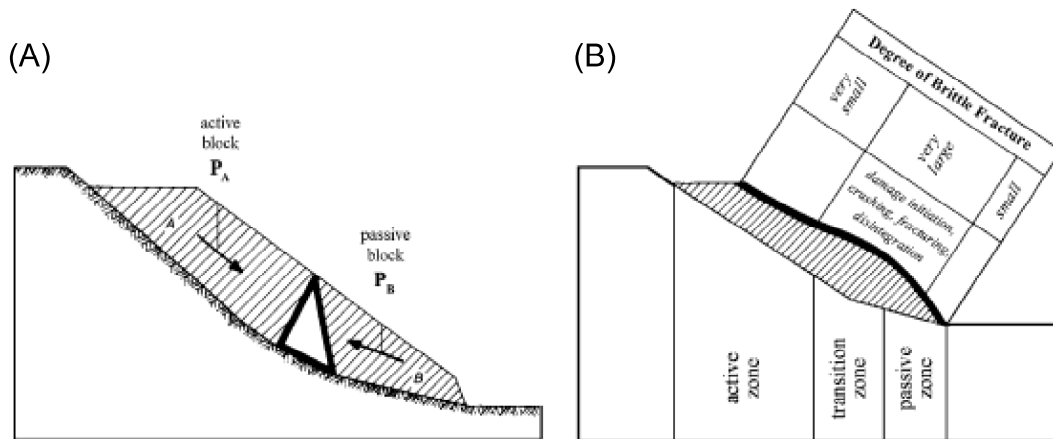


Fig. 2.8 (A) Rappresentazione schematica della zona di transizione a prisma di Prandtl e (B) corrispondenti zone di danneggiamento dell'ammasso roccioso con diverso grado di fratturazione (da Stead et al., 2006, modificato da Kvapil e Clews, 1979).

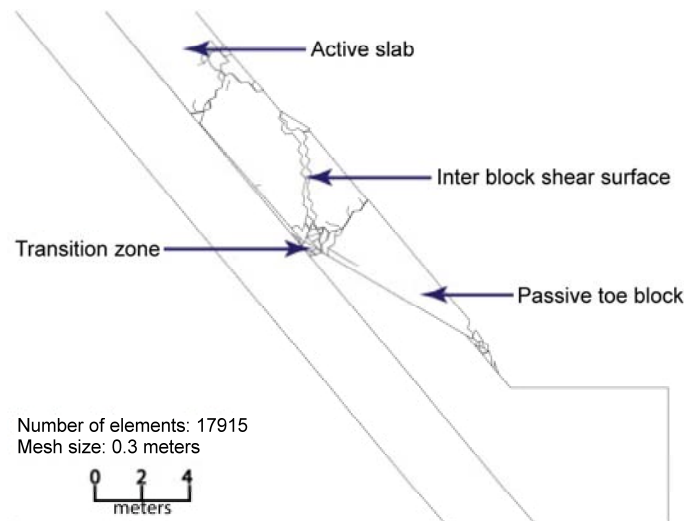


Fig. 2.9 Formazione di superfici di taglio e zone di intensa fratturazione interne nel meccanismo di rottura di lastre rocciose con geometria bi-planare (codice di calcolo: Elfen) (modificato da Havaej et al., 2014).

Per prendere in considerazione la deformazione a taglio interna, Sarma (1979) ha formulato un metodo di calcolo all'equilibrio limite con strisce inclinate. Martin e Kaiser (1984) hanno evidenziato che fenomeni di taglio interno e dilatanza sono necessari per accomodare lo scivolamento lungo la superficie di rottura basale. Numerosi autori hanno enfatizzato il ruolo della perdita di resistenza dell'ammasso roccioso attraverso la formazione di fratture di taglio e trazione di neo-formazione e deformazione interna che caratterizza la rottura di versanti rocciosi (Stead et al., 2006; Havaej e Stead, 2016; Paronuzzi et al., 2016a). Havaej e Stead (2016) hanno investigato l'interazione tra il cinematicismo, la geometria della superficie di rottura e il danneggiamento dell'ammasso roccioso introducendo i concetti di "ellissoide del danno" e

“intensità del danno” per quantificare il grado di fratturazione che coinvolge internamente i versanti rocciosi (Fig. 2.10).

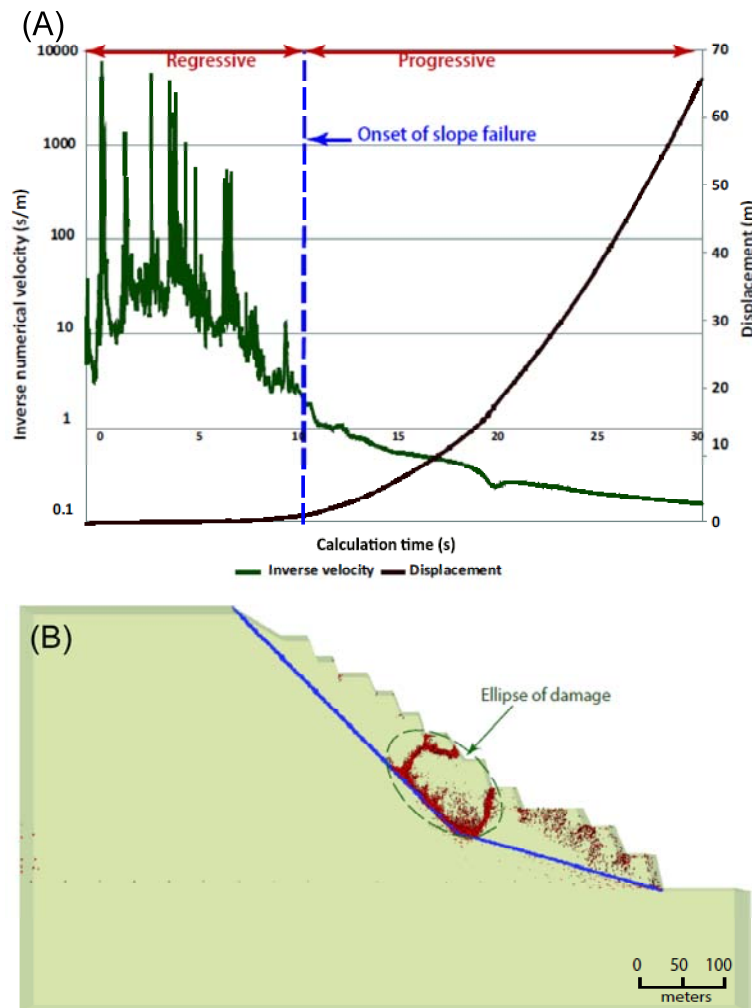


Fig. 2.10 (A) Individuazione dell’istante di rottura e (B) indicatori di danneggiamento interno dell’ammasso roccioso simulati al momento del collasso di un versante roccioso idealizzato caratterizzato da una superficie di rottura bi-lineare (codice di calcolo: Slope Model) (modificato da Havaej e Stead, 2014).

Pochi ricercatori hanno invece investigato la rottura progressiva e il relativo danneggiamento interno dell’ammasso roccioso di versanti rocciosi naturali (Figg. 2.11, 2.12; Eberhardt et al., 2002, 2004; Stead et al., 2006; Sturzenegger e Stead, 2012; Agliardi et al., 2013). Quindi, nella maggior parte dei casi, le indicazioni derivanti dalle simulazioni sforzo–deformazione non sono confrontate con le prove meccaniche di danneggiamento dell’ammasso roccioso che possono essere effettivamente riconosciute in sito. Di conseguenza, anche se il fenomeno di rottura progressiva è un processo meccanico ben noto che interessa i versanti rocciosi instabili (Tang, 1997; Szwedzicki, 2003; Eberhardt et al., 2004; Brideau e Roberts, 2014), la sua “risposta di sito” è raramente descritta e, in molti casi, non è comparata con i risultati delle modellazioni

numeriche condotte. La conseguenza generale è una visione “compartimentalizzata” che impedisce una comprensione organica dell’effettivo meccanismo di rottura del versante e dei processi preparatori che culminano nel collasso finale del versante.

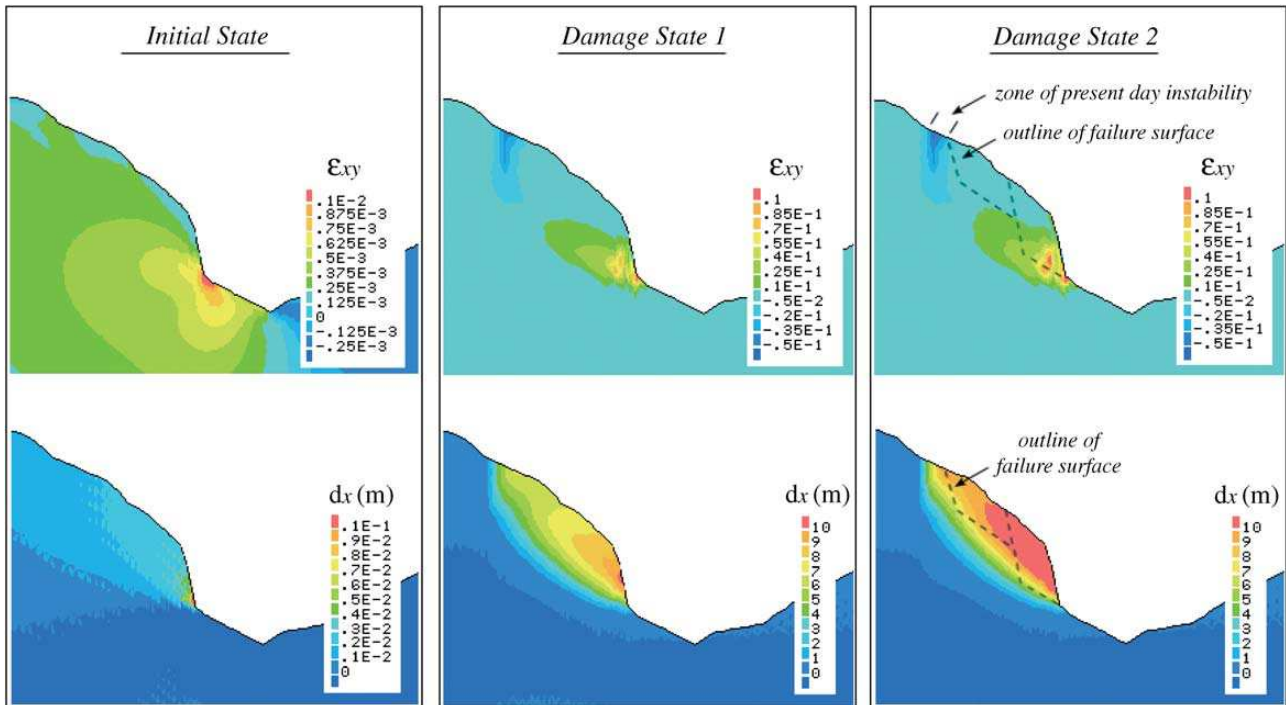


Fig. 2.11 Evoluzione delle deformazioni di taglio (ϵ_{xy}) e degli spostamenti orizzontali (dx) nelle tre fasi di progressivo degrado della resistenza dell’ammasso roccioso che hanno portato al collasso del versante coinvolto nella frana di Randa (Svizzera) del 1991 (da Eberhardt et al., 2004).

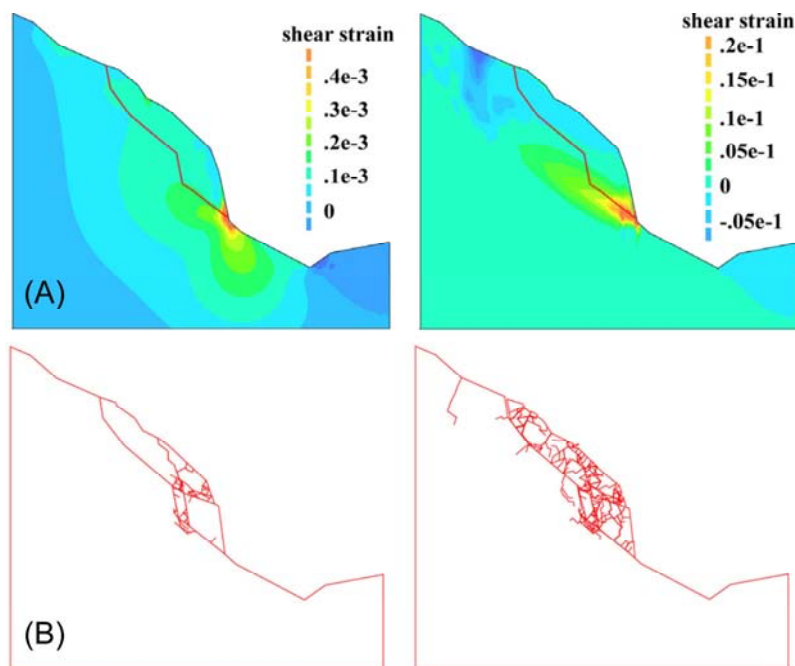


Fig. 2.12 Sviluppo progressivo della superficie di rottura della frana di Randa del 1991 simulato mediante una modellazione (A) al continuo (codice: Plaxis) e (B) al continuo/discontinuo (codice: Elfen) (da Eberhardt et al., 2002).

Capitolo 3

Il versante del Passo della Morte: Inquadramento dell'area di studio

3.1 Posizione e cenni storici

L'area di studio è localizzata nelle Alpi Carniche, nel Comune di Forni di Sotto (Provincia di Udine, Regione Friuli Venezia Giulia), nel tratto montano della valle del Fiume Tagliamento (Fig. 3.1). Il versante indagato si trova sul fianco sinistro (setentrionale) della valle, alle pendici meridionali del Monte Tinisa, in località 'Passo della Morte' (coordinate Gauss-Boaga: 2343400 E, 5140850 N). Esso è attraversato da una galleria in roccia correlata alla ex S.S. 52 'Carnica' (tra il km 42+500 e il km 43+050).

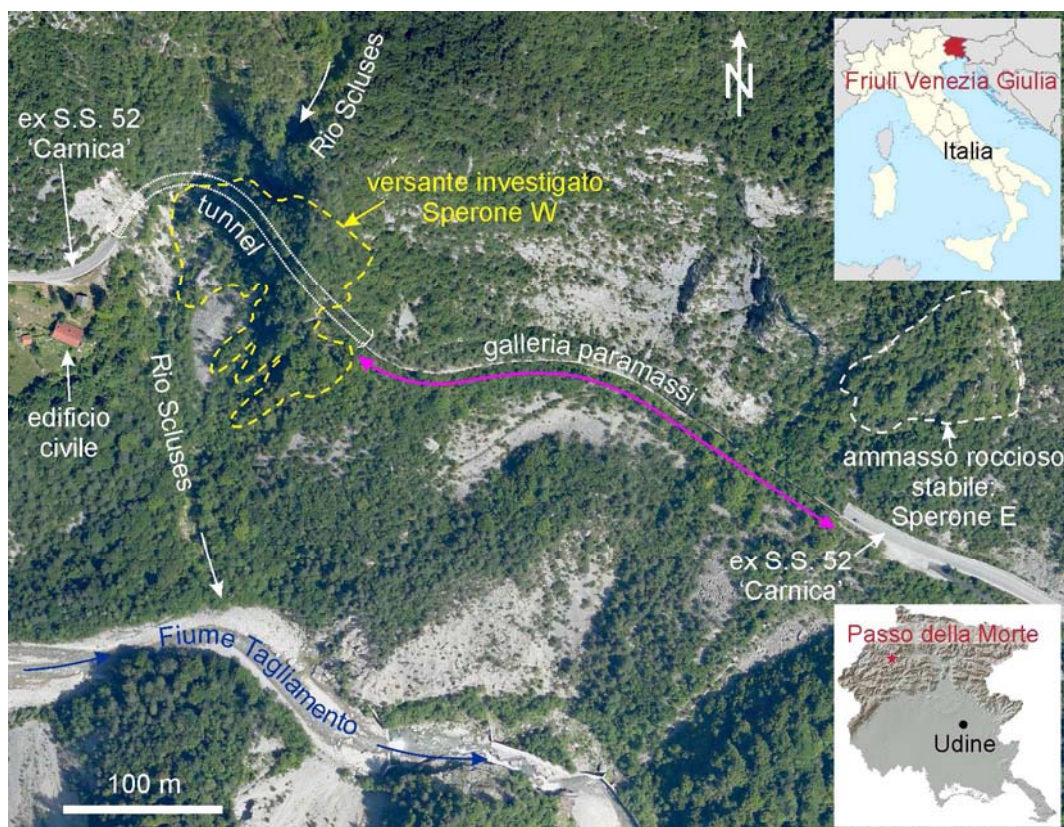


Fig. 3.1 Ortofoto (2007) dell'area del Passo della Morte sul fianco sinistro della valle del F. Tagliamento.

La località Passo della Morte deve il suo nome ad un evento storico avvenuto il 24 maggio 1848 in cui alcuni abitanti di Forni di Sotto, assieme a volontari cadorini, sbarrarono il transito a 1200 soldati austriaci diretti in Cadore, rovesciando dai dirupi rocciosi sulla strada maestra cumuli di pietrame e tronchi d'albero. Una targa marmorea, fissata all'imbocco della galleria, ricorda lo storico evento. Il tracciato stradale in corrispondenza del Passo della Morte ha subito delle variazioni nel corso del tempo, essenzialmente per esigenza di difesa della strada dai frequenti fenomeni di caduta massi. Inizialmente il tracciato attraversava il Rio Scluses su un ponte di legno e transitava esternamente all'acclive scarpata rocciosa (Fig. 3.2).

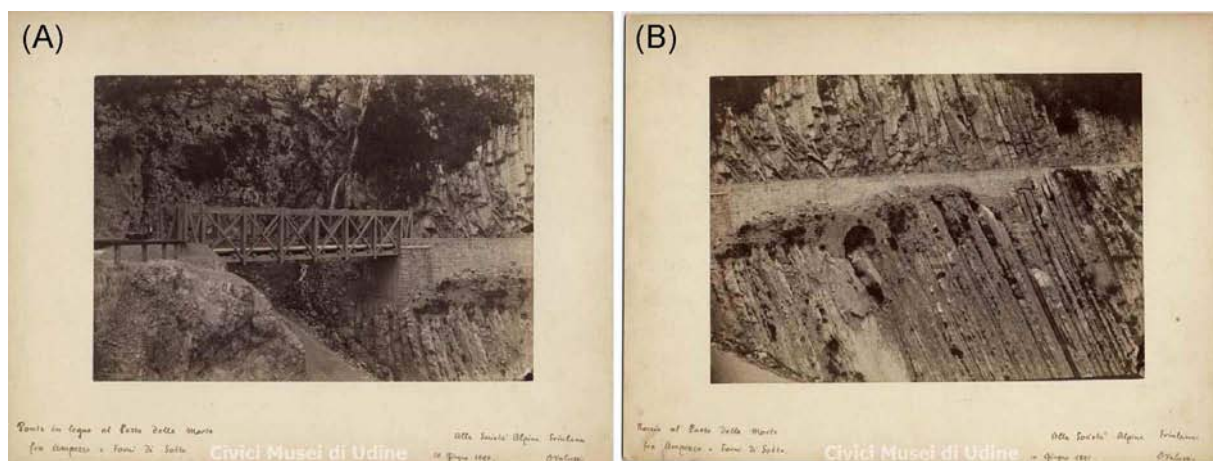


Fig. 3.2 (A), (B) Cartoline d'epoca raffiguranti l'opera stradale in corrispondenza del Passo della Morte al 10 giugno 1895 (Ente Regionale Patrimonio Culturale del Friuli Venezia Giulia).

Nei primi anni del '900 fu realizzata la prima galleria: ad un primo tratto parietale sul lato occidentale, seguivano un breve tratto naturale in roccia ed un tratto più lungo artificiale paramassi (Fig. 3.3).

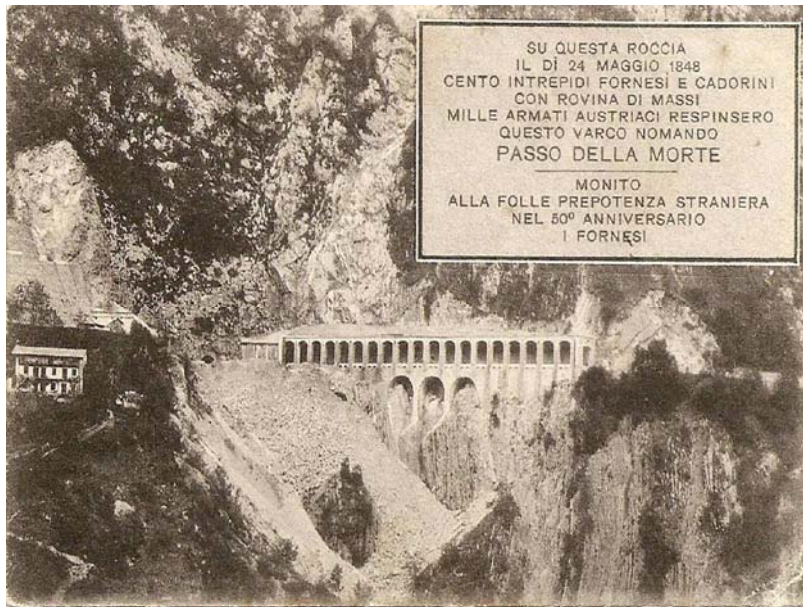


Fig. 3.3 Cartolina raffigurante il Passo della Morte agli inizi del '900 (collezione privata, Elvio Varutti, Udine).

Nella seconda metà del '900, sono stati effettuati ulteriori lavori a difesa di quella che al tempo costituiva l'unica via di comunicazione della valle, portando all'attuale configurazione della viabilità. Tali lavori sono consistiti in un prolungamento del tratto di galleria naturale in roccia all'interno del versante e nella realizzazione, in continuità verso est, di una lunga galleria artificiale paramassi (Fig. 3.1). Per i persistenti fenomeni di caduta massi e considerando la notevole tortuosità e pericolosità del tracciato stradale in località Passo della Morte, tra il 1990 e il 2008 è stata realizzata una galleria di variante (galleria di San Lorenzo). Questa corre per circa 2.2 km all'interno della montagna, e con tracciato parallelo a quello della vecchia strada garantisce l'aggiramento delle scarpate rocciose in località Passo della Morte. A partire da giugno 2016, la circolazione viaria e pedonale del tratto della vecchia sede della S.S. 52 'Carnica' tra i km 42+500 e 43+050 (galleria del Passo delle Morte) è stata interdetta dalla società in gestione (FVG Strade).

3.2 Geologia

La successione litostratigrafica dell'area di studio include le formazioni geologiche di età Triassica elencate in Fig. 3.4 e Tabella 3.1 (Pisa, 1972; Carulli, 2006). In corrispondenza del Passo della Morte, le due sole unità litostratigrafiche affioranti sono la Dolomia dello Schlern e i Calcari Scuri (Fig. 3.5).

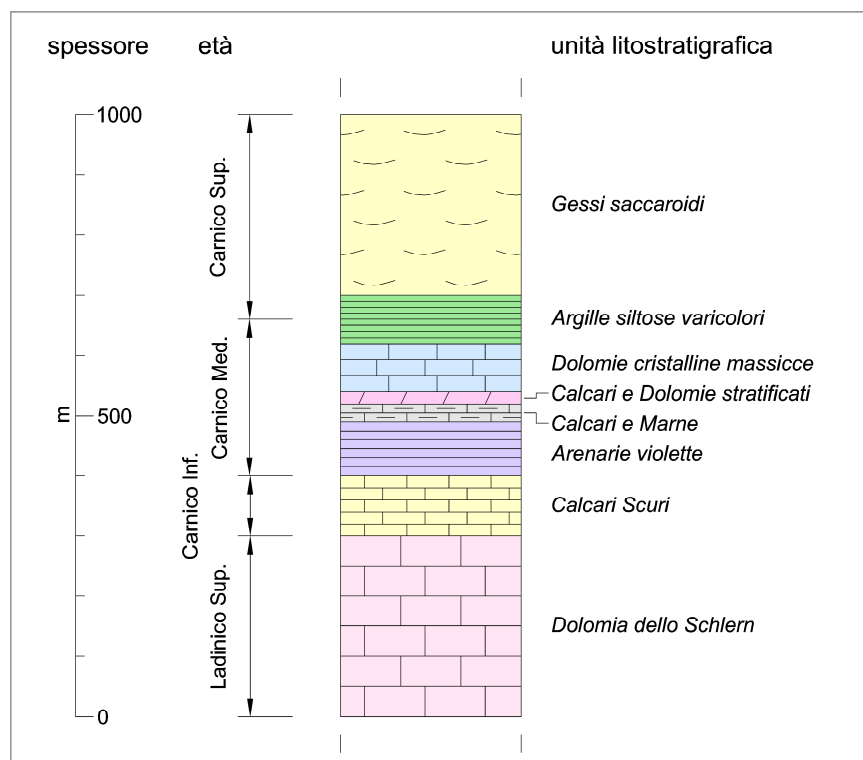


Fig. 3.4 La successione litostratigrafica delle formazioni rocciose che caratterizzano l'area di studio nei pressi del Passo della Morte (modificata da Pisa, 1972).

Tabella 3.1 Caratteristiche delle formazioni rocciose presenti nell'area di studio, dalla più recente alla più antica.

Formazione geologica	Età	Descrizione litologica	Spessore (m)
'Gessi saccaroidi'	Carnico Superiore	Gessi saccaroidi chiari in strati molto sottili (2–20 cm) alternati a periodiche marne dolomitiche giallastre, argille nerastre o verdastre e calcari scuri in strati sottili	200–300
'Argille siltose varicolori'	Carnico Medio–Superiore	Argilliti sottilmente laminate e siltiti di vario colore. Sono presenti alcuni livelli di dolomia marnosa fine grigia	80–85
Dolomie cristalline massicce	Carnico Medio	Dolomie cristalline grossolane grigie (contenuto in dolomite > 95%), in strati massicci	75–80
Calcari e Dolomie stratificati	Carnico Medio	Calcari cristallini grossolani e dolomie saccaroidi fini grigio-scure a stratificazione sottile (4–10 cm)	20–25
Calcari e marne	Carnico Medio	Fitta e irregolare alternanza di calcari scuri, calcari dolomitici fini, marne, calcari marnosi e arenarie fini sottilmente stratificate (5–25 cm)	30–35
'Arenarie violette'	Carnico Medio	Arenarie feldspatiche e quarzifere viola, rossastre e verdastre, da grossolane a fini, alternate con argilliti, dolomie e dolomie marnose. La stratificazione è sottile (5–30 cm), con alcuni livelli massicci (100–200 cm)	90–110
'Calcari Scuri'	Carnico Inferiore	Calcari neri e grigio-scuro, spesso fossilizzati, molto fini con frequenti vene di calcite. Frequenti i noduli di selce. La stratificazione è planare o ondulata, generalmente sottile (10–30 cm), con sporadici livelli più potenti (50–100 cm). Sono presenti occasionali interstrati marnosi (thickness: 2–30 cm)	90–100
'Dolomia dello Schlern'	Ladinico Superiore	Dolomie e calcari dolomitici grigio-nocciola o biancastri, altamente cristallizzati, a volte laminati. Si presenta generalmente in strati massicci (100–300 cm), ma nella parte superiore della serie risulta più stratificata (40–100 cm) con livelli piano paralleli	270–300

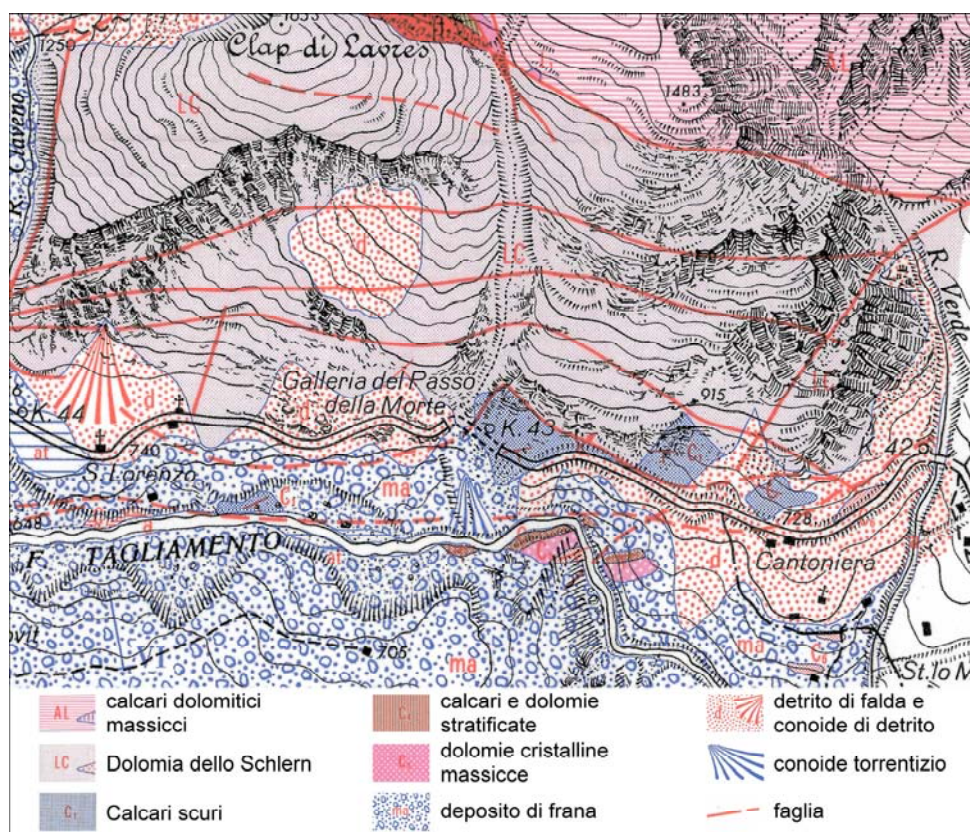


Fig. 3.5 Stralcio della carta geologica dei monti a nord di Forni di Sotto (modificata da Pisa, 1972).

L'area di studio risulta essere caratterizzata da un quadro tettonico alquanto complesso, risultato di numerosi disturbi tettonici associati alle diverse fasi dell'orogenesi Sudalpina. In questo complicato sistema strutturale, sono stati in precedenza riconosciuti alcuni importanti motivi tettonici, sia a carattere regionale che locale (Pisa, 1972; Carulli, 2006; Fig. 3.5). Il rilievo geologico condotto all'interno di questo studio ha permesso di definire con maggior dettaglio il contesto strutturale nel quale si colloca il versante investigato. Nello schizzo tettonico di Fig. 3.6 sono riportati i principali lineamenti strutturali che caratterizzano l'area.

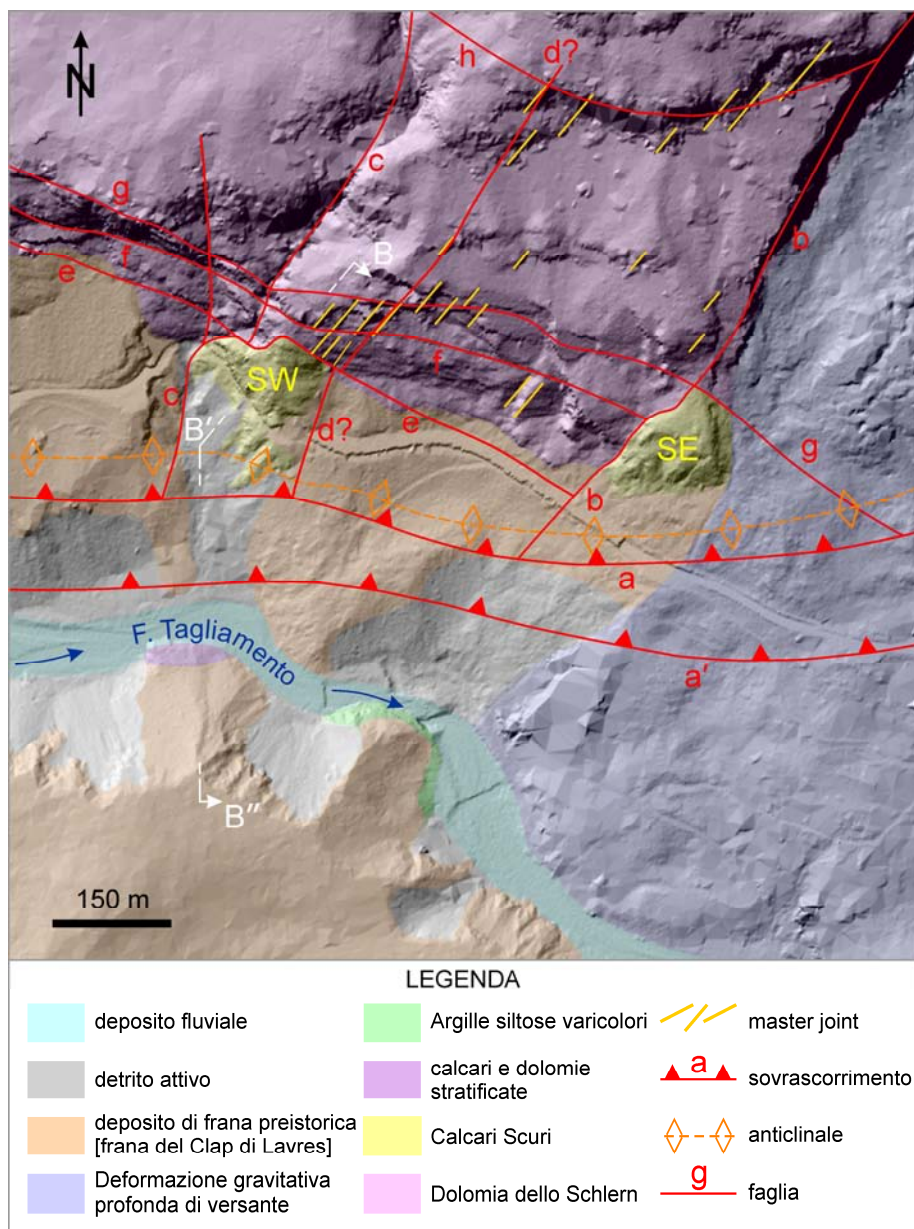


Fig. 3.6 Schizzo tettonico che illustra le principali faglie e pieghe dell'area del Passo della Morte. a: sovrascorrimento della 'Valle del Tagliamento'; a': sovrascorrimento sussidiario della 'Valle del Tagliamento'; b: faglia del 'Monte Tinisa'; c: faglia del 'Rio Scloses'; d: faglia sussidiaria del 'Rio Scloses'; e: faglia del 'Passo della Morte'; f: faglia di 'Caprera'; g: faglia di 'San Lorenzo'; h: faglia del 'Clap di Lavres'; SW: 'Sperone W'; SE: 'Sperone E'. È indicata la traccia della sezione geologica.

L'elemento strutturale di maggior rilevanza è il sovrascorrimento sud-vergente associato alla Linea di Sauris (a in Fig. 3.6). Esso è per lo più ricoperto dai depositi quaternari e quindi non visibile. Si tratta in realtà del ramo più meridionale appartenente al fascio di strutture che nell'insieme costituiscono la Linea di Sauris. Sul fianco sinistro della Valle del Tagliamento e sul suo fondovalle, esso porta la più rigida sequenza del Ladinico e, localmente, del Carnico Inferiore (Dolomia dello Schlern e Calcari Scuri) a sovrascorrere sulla successione del Carnico Medio e Superiore costituita da termini complessivamente più plastici (Arenarie Violette, Calcari e marne, Calcari e Dolomie stratificati, Dolomie cristalline massicce e Argille siltose varicolori) (Fig. 3.7). Il lembo di ricoprimento costituito dalla massa dolomitica-calcareo risulta inoltre accompagnato da un'ampia piega anticlinale frontale con piano assiale a basso angolo (la cerniera della piega è indicata da una linea tratteggiata arancione in Fig. 3.6). L'inclinazione degli strati dolomitici-calcarei aumenta progressivamente da monte verso il fondovalle e alla base del versante i Calcari Scuri risultano rovesciati (Fig. 3.7). Oltre a ciò, l'intero motivo strutturale è verosimilmente accompagnato da scaglie tettoniche ad andamento E-W che portano ad un raddoppiamento della successione plastica e ad uno sdoppiamento della linea di sovrascorrimento (a' in Fig. 3.6).

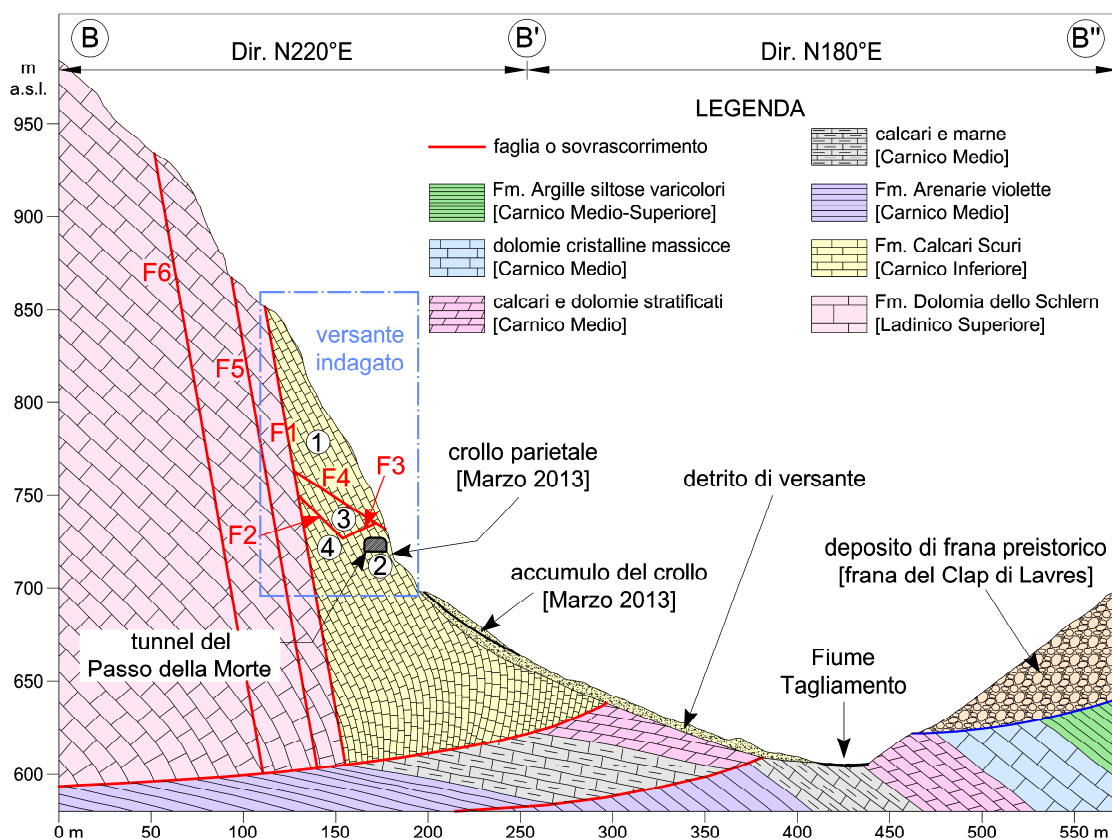


Fig. 3.7 Sezione geologica di riferimento che attraversa il versante del Passo della Morte. Si veda la Fig. 3.6 per la traccia della sezione.

L'area di studio è caratterizzata da due gruppi principali di faglie ad alto angolo o sub-verticali con direzioni mutuamente ortogonali tra esse. Il primo gruppo di faglie ha una direzione principale NNE–SSW (b–d in Fig. 3.6), mentre il secondo gruppo ha una direzione principale ESE–WNW (e–h in Fig. 3.6). Alcune di queste faglie rivestono una notevole importanza strutturale poiché delimitano parzialmente il versante del Passo della Morte. La faglia del 'Rio Scluses' (c in Fig. 3.6) e la faglia del 'Passo della Morte' (e in Fig. 3.6) si intersecano mettendo a contatto i calcari sottilmente stratificati con i banchi dolomitici retrostanti e nei fatti delimitano completamente a tergo il versante indagato. La faglia del Rio Scluses (immersione/inclinazione: 165/90) si localizza lungo la profonda incisione operata dal rio omonimo ed è accompagnata da un livello di spessore moderato (50–100 cm) di materiale intensamente fratturato e localmente ri-cementato, come rilevato al di sopra della galleria in roccia del Passo della Morte (Fig. 3.8).

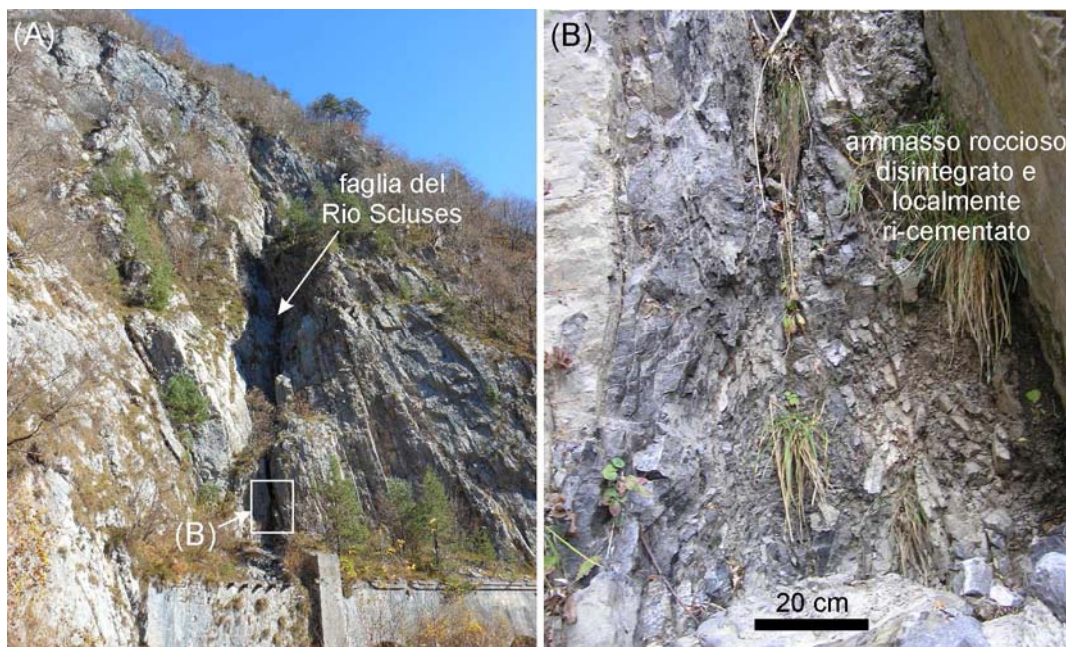


Fig. 3.8 (A) La faglia del Rio Scluses che delimita verso ovest il versante del Passo della Morte. (B) Dettaglio del livello sub-metrico di roccia frantumata associata alla faglia del Rio Scluses.

La faglia del Passo della Morte (205/80) è una faglia trascorrente destra, notevolmente continua, che è stata riconosciuta durante il rilievo geologico sia ad est che ad ovest del versante del Passo della Morte (Fig. 3.9). Durante il rilievo in sito sono stati rinvenuti numerosi piani di taglio striati (*slickensides*) e brecce di frizione. A causa della loro geometria, le faglie del Passo della Morte e del Rio Scluses rappresentano delle possibili superfici di svincolo a tergo di porzioni di ammasso roccioso potenzialmente instabili appartenenti al versante indagato. La faglia di 'Caprera' (f in Fig. 3.6) e la faglia di 'San Lorenzo' (g in Fig. 3.6) sono due lineamenti sub-paralleli alla faglia del Passo della Morte. Queste tre strutture tettoniche sono tra loro

ravvicinate e si trovano in prossimità del fronte della piega anticlinale, determinando una suddivisione dell'ammasso roccioso in unità tettoniche di ridotta dimensione.

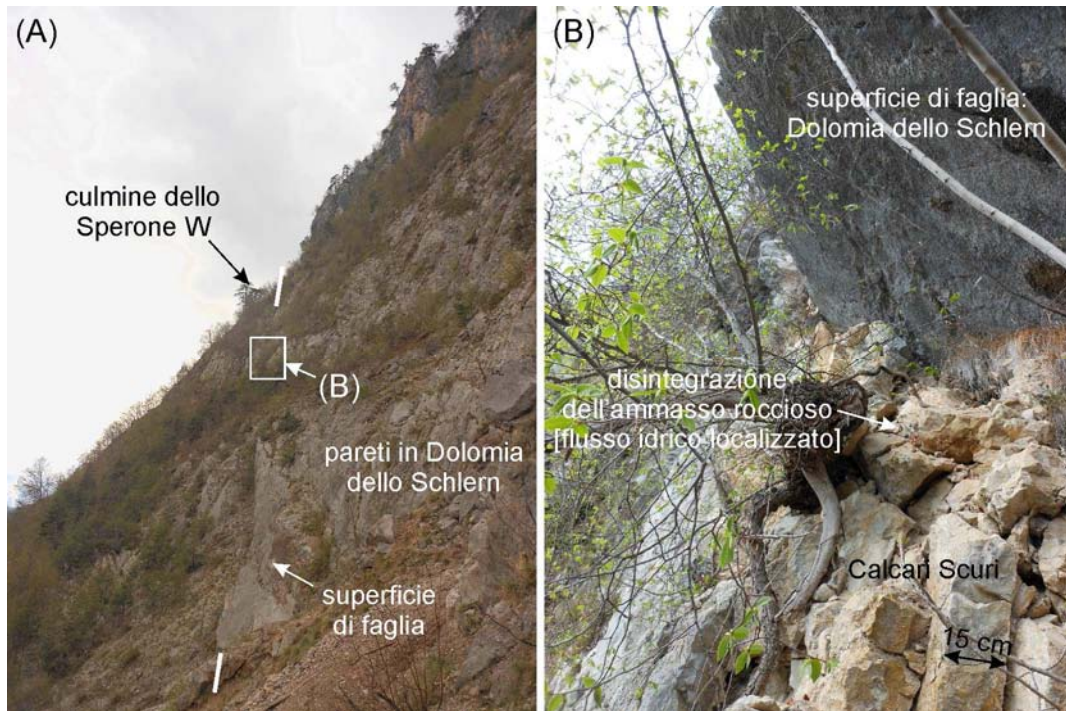


Fig. 3.9 (A) La faglia del Passo della Morte ad est del versante indagato. (B) Dettaglio del contatto tettonico tra la Dolomia dello Schlern ed i Calcari Scuri.

3.3 Geomorfologia

Il versante oggetto di studio si colloca in un tratto della valle del Tagliamento profondamente inciso e dominato verso settentrione da imponenti creste carbonatiche (Figg. 3.10, 3.11) con pareti rocciose sovrapposte di notevole acclività ed altezza ($H = 50\text{--}200\text{ m}$). Tali scarpate sono costituite da ammasso roccioso appartenente alla Formazione della Dolomia dello Schlern (spessore degli strati: $100\text{--}300\text{ cm}$). Esse risultano molto continue ($L = 1\text{--}5\text{ km}$) con un andamento prevalente di direzione ESE–WNW (Fig. 3.6). Rispetto a questo assetto strutturale piuttosto regolare, il versante indagato risulta in un netto stacco morfologico. Esso è caratterizzato da una particolare geometria piramidale che gli conferisce la forma di uno sperone roccioso (lo 'Sperone W'), enfatizzando un rilievo morfologico al cospetto delle retrostanti scarpate rocciose (Figg. 3.10, 3.11). Lo Sperone W è formato interamente da ammasso roccioso appartenente alla Formazione dei Calcari Scuri (spessore degli strati: $10\text{--}30\text{ cm}$, in media).

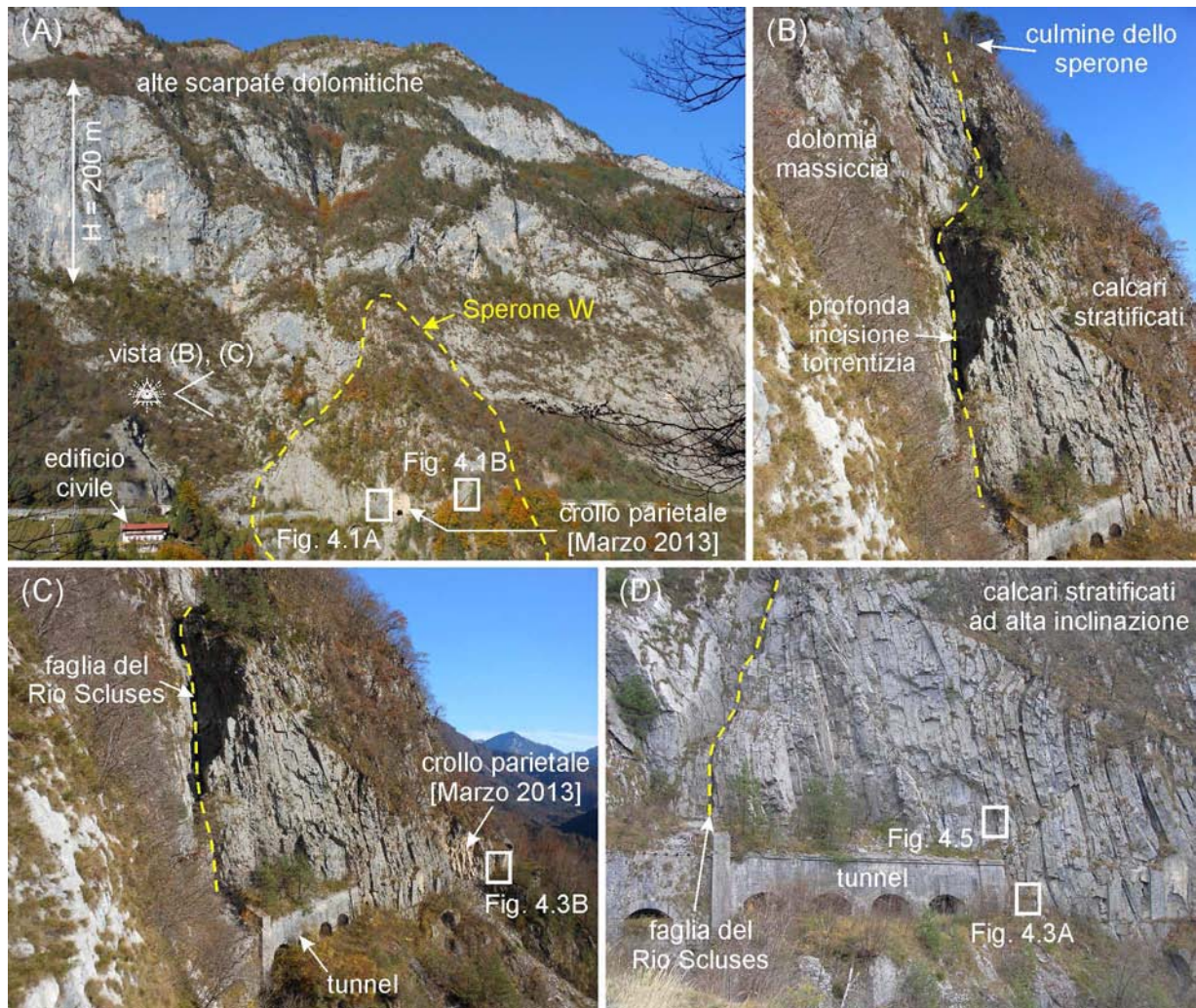


Fig. 3.10 Il versante del Passo della Morte: (A) visuale frontale dal fianco opposto (sud) della valle; (B), (C) visuali laterali che evidenziano il limite netto tra lo sperone calcareo e le scarpate dolomitiche retrostanti; (D) dettaglio della scarpata occidentale dello Sperone W.

Il grande tetraedro roccioso è definito da due piani medi principali del versante: uno occidentale, di maggior estensione, con immersione verso SW; ed uno orientale, di superficie inferiore, con immersione verso SSE (Fig. 3.6). L'altezza di scarpata media è di 150 m, tra la quota di 700 m s.l.m. e la quota massima di 850 m s.l.m. in coincidenza del culmine del tetraedro. Lo Sperone W è delimitato a NW dalla profonda e stretta incisione sub-verticale del Rio Scuses (Figg. 3.10, 3.11). Il Rio Scuses è un corso d'acqua effimero che scorre acclive dalle alte scarpate dolomitiche ed intercetta lo sperone calcareo deviando bruscamente il suo corso verso ovest e scorrendo quindi al contatto tra la dolomia massiccia ed i calcari stratificati. Lo sperone calcareo è obliterato alla sua base da una falda detritica costituita dallo stesso materiale che si estende fino al fondovalle. La presenza di un deposito detritico alla sua base dimostra che in passato si sono verificati fenomeni di crollo superficiali (soprattutto ribaltamento e rotture per *'buckling'*). Una frana di crollo

superficiale si è verificata nel Marzo 2013 ed ha coinvolto una piccola porzione frontale di ammasso roccioso al piede del versante, per un volume di circa 200 m³ (Fig. 3.10). Una morfologia simile a quella dello Sperone W è riscontrabile qualche centinaio di metri più a est, al di sopra dell'imbocco orientale della galleria paramassi del Passo della Morte. Qui, un altro sperone costituito da ammasso roccioso appartenente alla stessa Formazione dei Calcari Scuri (lo 'Sperone E') si trova a contatto con le alte pareti in Dolomia dello Schlern (Figg. 3.1, 3.6).

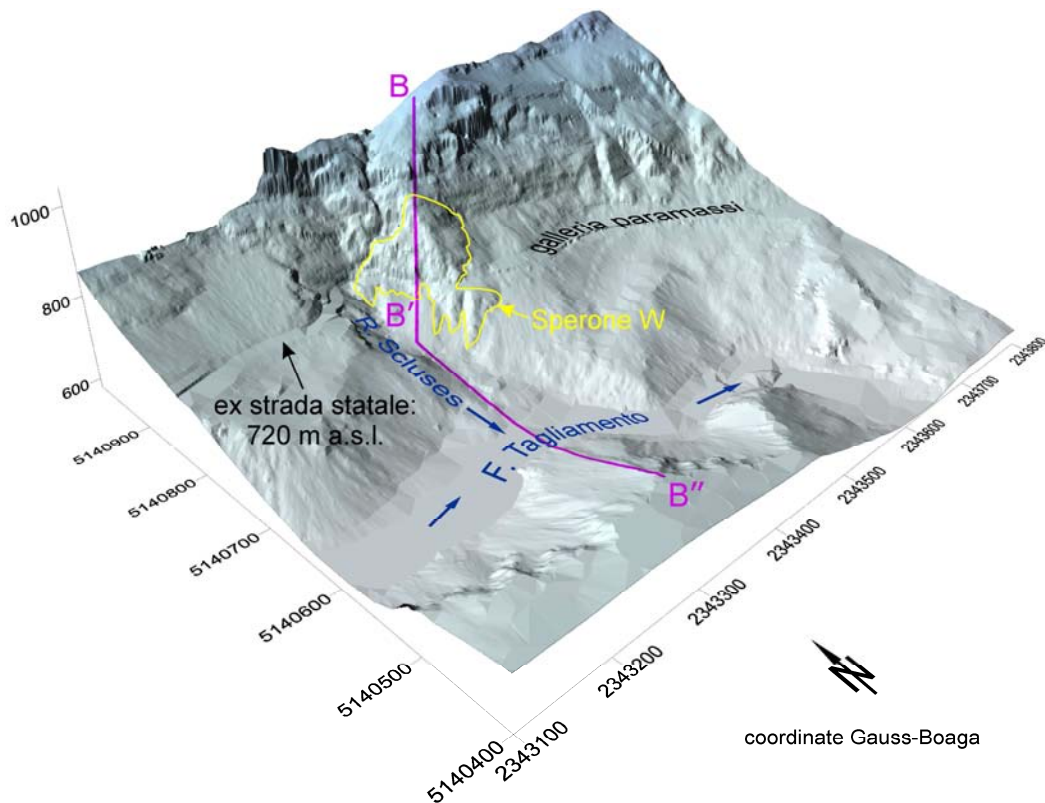


Fig. 3.11 Modello digitale del terreno dell'area del Passo della Morte (densità: 4 punti per m²). È indicata la traccia della sezione geologica di riferimento.

La morfologia attuale del versante è l'espressione dei processi geomorfologici che hanno interessato questo tratto di valle durante il Pleistocene e l'Olocene (Pisa, 1972; Martinis, 1985). L'intero tratto vallivo è stato sconvolto da numerosi fenomeni gravitativi, alcuni dei quali sono ancora oggi attivi. La frana preistorica del 'Clap di Lavres' (volume: 40 Mm³) è l'evento franoso di maggior entità avvenuto in quest'area. Questa frana preistorica, avvenuta prima di 9970 anni BP (Martinis, 1994), ha coinvolto il versante meridionale del 'Clap di Lavres', situato a monte del Passo della Morte (Fig. 3.5), e ha invaso il fondovalle, ostruendo il corso del fiume e creando un lago di sbarramento che è durato probabilmente 200 anni (Martinis, 1994). Di questo evento rimangono le evidenze dell'enorme corpo di frana, disposto sia in destra che in sinistra orografica del

Tagliamento, e delle grandi nicchie di distacco (Figg. 3.5, 3.6). Le alte pareti rocciose in Dolomia dello Schlern site sia a est che ovest dello Sperone W (Fig. 3.10A) rappresentano i limiti di distacco a tergo di alcune porzioni di versante collassate in passato e associabili alla frana preistorica del Clap di Lavres. Il lungo e stretto crinale roccioso che termina a valle con lo Sperone W separa nettamente due aree di crollo, una ad oriente e l'altra ad occidente dello stesso (Fig. 3.6).

Le grandi discontinuità dell'area hanno contribuito a determinare una generale condizione di instabilità dei versanti rocciosi del fianco sinistro della valle, rappresentando esse stesse degli svincoli cinematici di grandi blocchi di crollo. In relazione agli eventi franosi occorsi in tempi preistorici, le grandi discontinuità di direzione ESE–NNW hanno agito da svincoli a tergo, viceversa le faglie di direzione NNE–SSW hanno lavorato come svincoli laterali. I giunti di stratificazione nella Dolomia dello Schlern hanno invece per lo più rappresentato le potenziali superfici di scivolamento basale, avendo un'inclinazione di poco inferiore a quella del versante. È interessante notare come il crinale roccioso che include lo Sperone W non sia stato coinvolto in grandi fenomeni di frana. Una causa di ciò è da ricercarsi nella presenza stessa dello sperone calcareo che ha agito, e agisce tutt'ora, da contrafforte al piede del versante, fornendo un importante contributo resistivo. Tuttavia, un eventuale collasso dello sperone causerebbe una radicale modifica nella geometria del versante. La perdita del contributo resistente al piede del crinale potrebbe determinare una destabilizzazione di una porzione retrostante di versante (Fig. 3.12). A causa della presenza di potenziali superfici di svincolo a tergo (faglie di Caprera e di San Lorenzo), si potrebbe innescare un fenomeno di rottura retrogressiva, con coinvolgimento di una porzione di ammasso roccioso costituito da Dolomia dello Schlern.

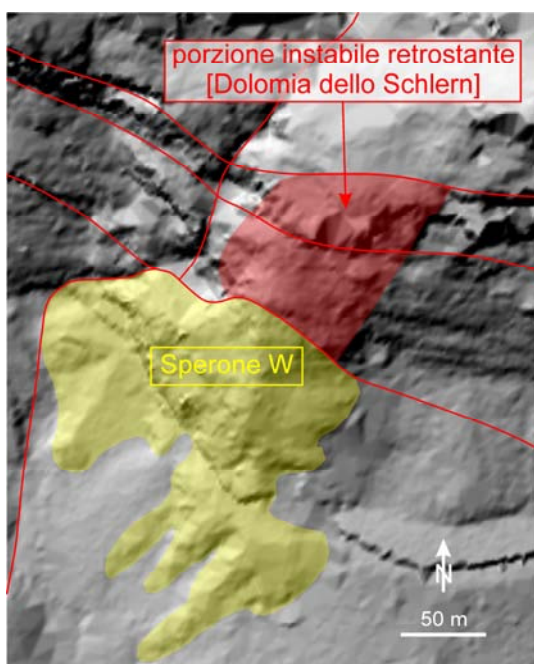


Fig. 3.12 Rottura retrogressiva del versante: porzione di ammasso roccioso potenzialmente coinvolta in caso di collasso dello Sperone W.

3.4 Idrogeologia e dati pluviometrici

L'assetto idrogeologico del versante indagato è subordinato nei fatti alle condizioni strutturali dell'ammasso roccioso, in particolare al suo grado di fratturazione ed alla presenza delle discontinuità tettoniche. L'ammasso calcareo-dolomitico presenta, per lo più, una permeabilità secondaria per fratturazione. Il rilevamento di campagna ha evidenziato l'esistenza di scarsi e localizzati fenomeni di dissoluzione selettiva, escludendo la presenza di attività carsica o paleocarsica di rilievo. La circolazione idrica all'interno dell'ammasso roccioso avviene attraverso le numerose discontinuità primarie (stratificazione) e/o acquisite (essenzialmente fratture e faglie). Il flusso idrico risulta fortemente influenzato dal reticolo fessurativo, in particolare dalle caratteristiche di apertura e interconnettività dei giunti. Il reticolo fessurativo è l'elemento che determina il comportamento idraulico dell'insieme. La permeabilità primaria, intrinseca del litotipo, è comunque bassa in ragione della elevata cristallinità delle dolomie e della matrice micritica e talvolta marnosa dei calcari. Nell'ammasso calcareo-dolomitico è contenuta una falda di base parzialmente sostenuta dalla soglia profonda coincidente con la linea di sovrascorrimento che porta i carbonati al di sopra delle unità litostratigrafiche del Carnico medio. Le rapide variazioni della falda certificate dalle misure piezometriche (vedi sez. 4.6 del presente elaborato) suggeriscono che il complesso idrogeologico sia caratterizzato da capacità di rapido immagazzinamento e scarico delle acque. Il sistema deve quindi essere di tipo "aperto", con circolazione idrica fortemente influenzata dall'elevato stato fessurativo dell'ammasso roccioso.

Al complesso idrogeologico delle unità sedimentarie della Dolomia dello Schlern e dei Calcari Scuri si sovrappone il complesso ad alta permeabilità comprendente i depositi di versante e di accumulo di frane recenti e antiche. Elemento di approvvigionamento della falda può essere considerato il sistema torrentizio a sviluppo N-S del Rio Scluses, mentre quello di recapito è il fiume Tagliamento. Il Rio Scluses è soggetto a deflusso idrico solo in conseguenza di piogge molto intense. Il profilo longitudinale del rio è evidenziato in Fig. 3.13. Esso ha un lunghezza d'asta di circa 2.6 km ed un'inclinazione media di 30°. Le principali caratteristiche morfologiche del bacino del Rio Scluses sono elencate in Tabella 3.2. Il tempo di corrivazione è stato stimato a partire dai dati geometrici del bacino in esame. Sono stati calcolati dei tempi alquanto variabili, tra gli 8 e i 110 minuti, in funzione delle diverse formule analitiche disponibili in letteratura e adottate per la sua stima. Il valore medio del tempo di corrivazione ottenuto mediante le diverse equazioni analitiche è di 33 minuti circa. Tale ordine di grandezza suggerisce che, a causa della notevole acclività del

versante, il deflusso delle acque è piuttosto rapido ed il bacino è in grado di saturarsi anche per piogge non particolarmente prolungate.

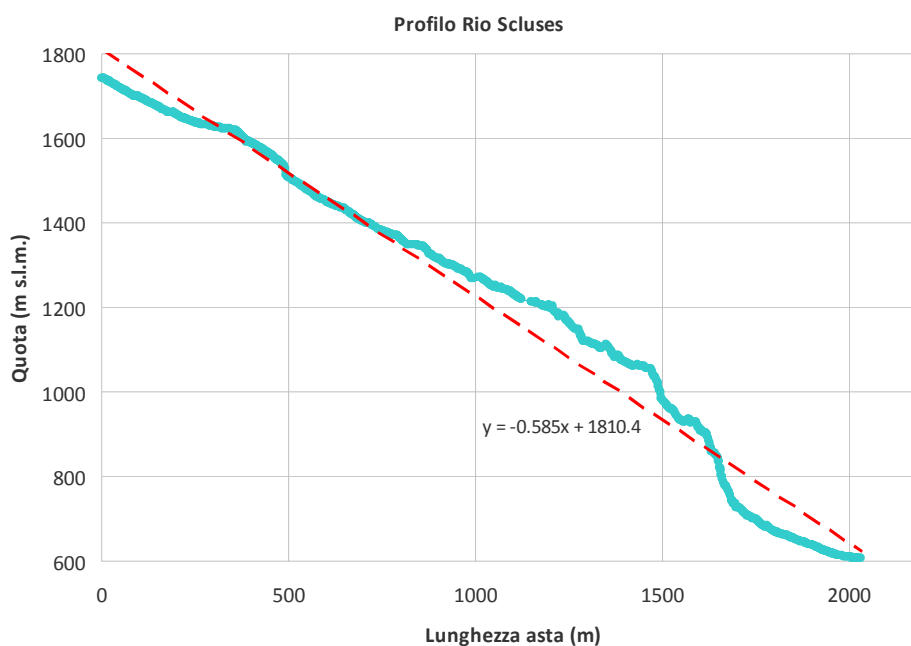


Fig. 3.13 Profilo longitudinale del Rio Scuses (linea color ciano) e sua inclinazione media (retta rossa).

Tabella 3.2 Caratteristiche morfologiche del bacino del Rio Scuses.

Area del bacino [km ²]	Pendenza media del bacino [°]	Altezza media del bacino [m s.l.m.]	Pendenza media dell'asta [°]	Lunghezza dell'asta [km]
0.79	40.7	777.6	30.2	2.6

L'entità della circolazione idrica all'interno del versante e le conseguenti variazioni della falda sono intuitivamente legate all'apporto meteorico delle piogge e, subordinatamente, delle precipitazioni a carattere nevoso. Alcune considerazioni sulle altezze di pioggia attese sull'area sono quindi di interesse progettuale al fine di formulare possibili scenari idrogeologici per il versante in esame e scegliere il più idoneo approccio di calcolo per le successive analisi di stabilità. Il quadro complessivo del regime pluviometrico dell'area di studio è stato definito sulla base della banca dati dell'Agenzia Regionale per la Protezione dell'Ambiente del Friuli Venezia Giulia (ARPA-Osmer). Tali dati sono stati elaborati a partire dalle registrazioni pluviometriche giornaliere dal 1961 al 2000 raccolte in 117 stazioni del Friuli Venezia Giulia. L'area si trova al limite meridionale del settore delle Alpi Carniche, a confine con il settore delle Prealpi Carniche. La piovosità annua per la zona alpina mostra in media un andamento crescente da nord verso sud. Ne consegue che le

precipitazioni medie annue dell'area in esame siano tra le più alte del settore Carnico, aggirandosi sui 1800 mm. La stagione meno piovosa è quella invernale e in particolare il mese di febbraio, quando le precipitazioni medie si attestano sui 90 mm. A giugno si assiste ad un primo picco, tendenzialmente associato all'occorrenza dei flussi temporaleschi, in cui le precipitazioni medie raggiungono i 170 mm. La stagione autunnale è decisamente la più piovosa, con valori medi mensili a novembre di 220 mm. Il numero di giorni piovosi, cioè i giorni in cui piove almeno un mm, a livello annuale è di 115 giorni, attestandosi tra i più alti valori per la regione. L'intensità media giornaliera delle piogge (rapporto tra la pluviometria annua o mensile e il numero di giorni di pioggia nell'anno o nel mese, rispettivamente) a livello annuale è di 15 mm, mentre a livello mensile arriva a 22 mm nel mese di novembre. L'intensità di pioggia massima nei mesi autunnali supera i 50 mm (Fig. 3.14A). La pioggia massima giornaliera, su media annuale, è di 140 mm; mentre i dati massimi giornalieri assoluti del quarantennio, che tipicamente si sono verificati in concomitanza alle piogge di flusso autunnale, indicano che per l'area in esame la pioggia massima giornaliera assoluta è di 280 mm (Fig. 3.14B).

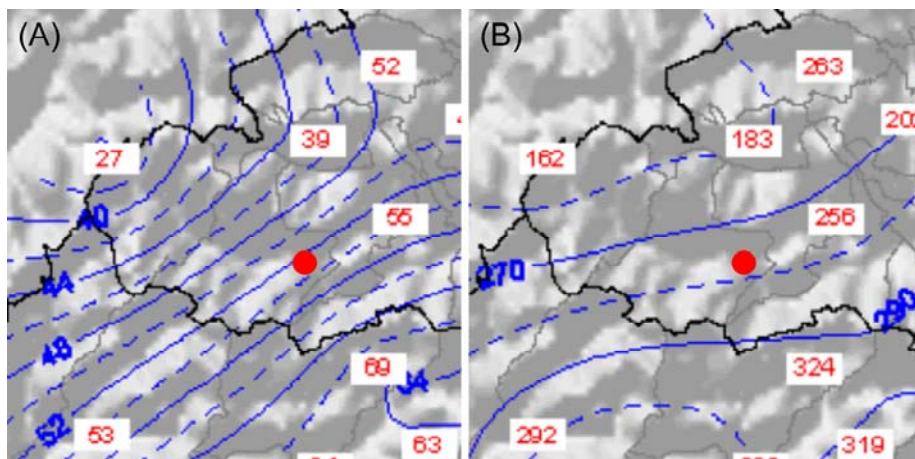


Fig. 3.14 Valori (A) dell'intensità di pioggia massima e (B) del massimo assoluto di pioggia giornaliera per l'area di studio (dati: ARPA-Osmer).

I tempi di ritorno delle piogge massime giornaliere per l'area di studio possono essere stimati a partire dai dati relativi al periodo 1961–2000 registrati dal pluviometro di Ampezzo (Fig. 3.15). La stazione è situata infatti in una zona con caratteristiche climatiche affini a quella del Passo della Morte. L'analisi delle piogge orarie basata sui dati dell'Osmer relativi alla stazione di Enemonzo (la più vicina al Passo della Morte e con caratteristiche climatiche simili) evidenzia un valore del 99.9esimo percentile della distribuzione della pioggia cumulata in un'ora pari a 35.4 mm/h, con un valore massimo di 68.2 mm/h registrato il 22 giugno 1996.

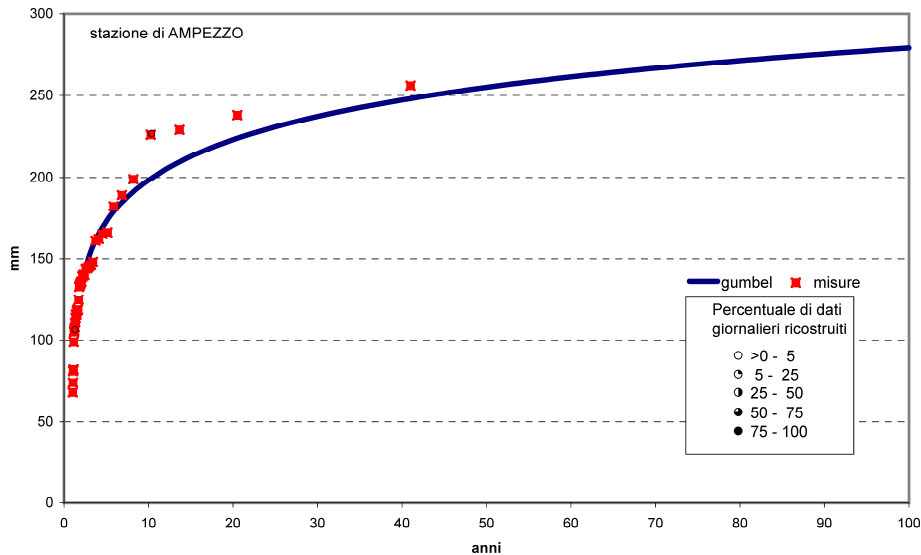


Fig. 3.15 Tempi di ritorno delle piogge massime giornaliere per la stazione pluviometrica di Ampezzo (dati: Direzione Centrale Ambiente e Lavori Pubblici - Servizio Idraulica, Regione Friuli Venezia Giulia).

Osservazioni di maggior dettaglio hanno riguardato, per il periodo 2003–2011, i dati di pioggia registrati dal pluviometro C022 installato in prossimità del Passo della Morte (località Stavolo del Mezzan) e appartenente alla rete di monitoraggio della Protezione Civile Regionale del Friuli Venezia Giulia (Fig. 3.16).

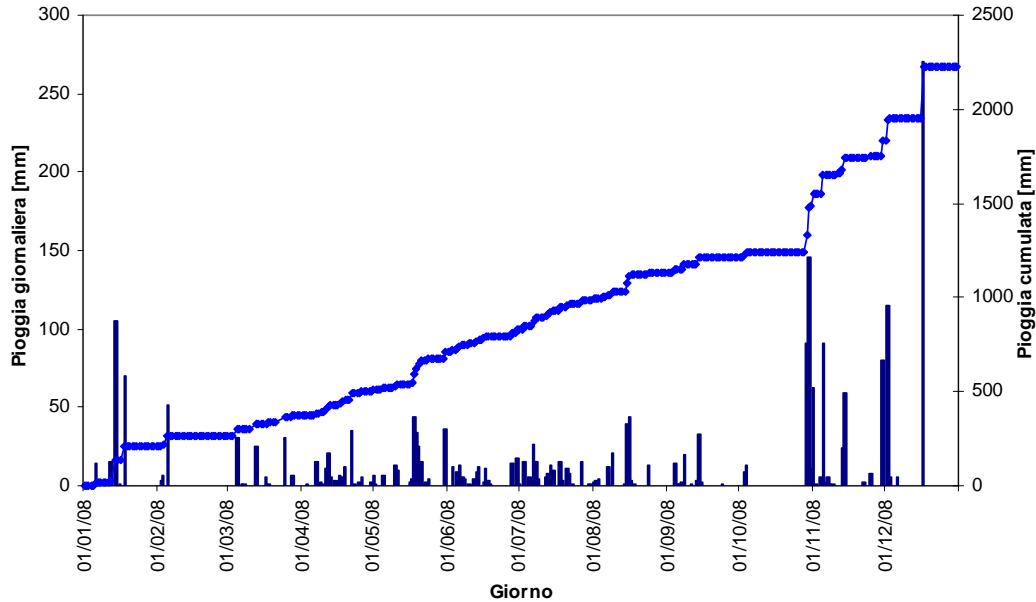


Fig. 3.16 Piogge giornaliere e cumulate registrate nell'anno 2008 dal pluviometro C022 installato in località Stavolo del Mezzan (rete monitoraggio Protezione Civile Regionale).

Per tale periodo, il valore medio della precipitazione cumulata annua è di 1870 mm. L'anno più piovoso nel periodo è stato il 2010 con 2375 mm, quello più secco il 2005 con 1352 mm. La pioggia massima giornaliera, su media annua, è stata di 148 mm, mentre la pioggia massima giornaliera assoluta per il

periodo 2003–2011 è stata registrata il 17 dicembre 2008, pari a 270 mm. Come si può notare, i dati misurati direttamente sull'area in esame per il periodo 2003–2011 evidenziano un lieve incremento delle precipitazioni cumulate medie annue rispetto al quadro complessivo del regime pluviometrico definito sulla base delle precipitazioni del quarantennio 1961–2000.

Dati più recenti sulle registrazioni pluviometriche (2012–2016) sono stati estratti dalla banca dati dell'ARPA-Osmer e sono relativi al pluviometro di Enemonzo che, come detto, ricade in un'area climatica con caratteristiche non dissimili da quella del Passo della Morte. Le cumulate annue variano tra un minimo di 1299 mm registrato nel 2015 ed un massimo di 2954 mm nel 2014. Il 2014 è stato infatti l'anno più piovoso del nuovo secolo. La pioggia massima giornaliera nel periodo si attesta mediamente sui 161 mm, con il massimo pari a 213 mm registrato l'11 novembre 2012. Nel complesso, i valori di pioggia massima giornaliera registrati nel periodo 2003–2016 dimostrano che il tempo di ritorno di eventi critici ai quali sono associate altezze di pioggia superiori a 200 mm al giorno tende a ridursi rispetto al passato. Ciò è inoltre accompagnato da un generalizzato incremento delle precipitazioni cumulate annue.

In estrema sintesi, al fine della valutazione della probabilità di accadimento di un evento franoso che coinvolga il versante è dunque necessario investigare anche una potenziale condizione critica associata ad un evento climatico estremo, inteso come possibile fattore di innesco per il collasso del versante.

3.5 Sismicità

L'area di studio ricade in un settore alpino caratterizzato da una forte sismicità, nel quale sono stati registrati terremoti storici e relativamente recenti di notevole intensità in relazione al contesto sismogenetico Sudalpino (Fig. 3.17). L'elevata pericolosità sismica delle Alpi Orientali è determinata in gran parte dall'occorrenza di tre forti terremoti storici (magnitudo $M \geq 6.0$): il terremoto delle Alpi Giulie del 1348 ($M = 6.6$), il terremoto friulano-sloveno del 1511 ($M = 6.3$) e il terremoto del Friuli del 1976 ($M = 6.4$). A questi si aggiungono altri terremoti di notevole magnitudo ($M \geq 5.0$) avvenuti ad una distanza inferiore ai 75 km dal sito di interesse (Tabella 3.3). È dunque da sottolineare il fatto che il versante oggetto di studio non è stato mai coinvolto in nessun fenomeno di crollo, seppur parziale, in concomitanza o per effetto di eventi sismici, anche di notevole intensità. Ciò nonostante, è altresì importante far presente che gli scuotimenti ripetuti del suolo possono aver determinato un aggravio del grado di danneggiamento dell'ammasso roccioso, incrementando il suo stato fessurativo e deformativo a causa dei carichi ciclici sismici.

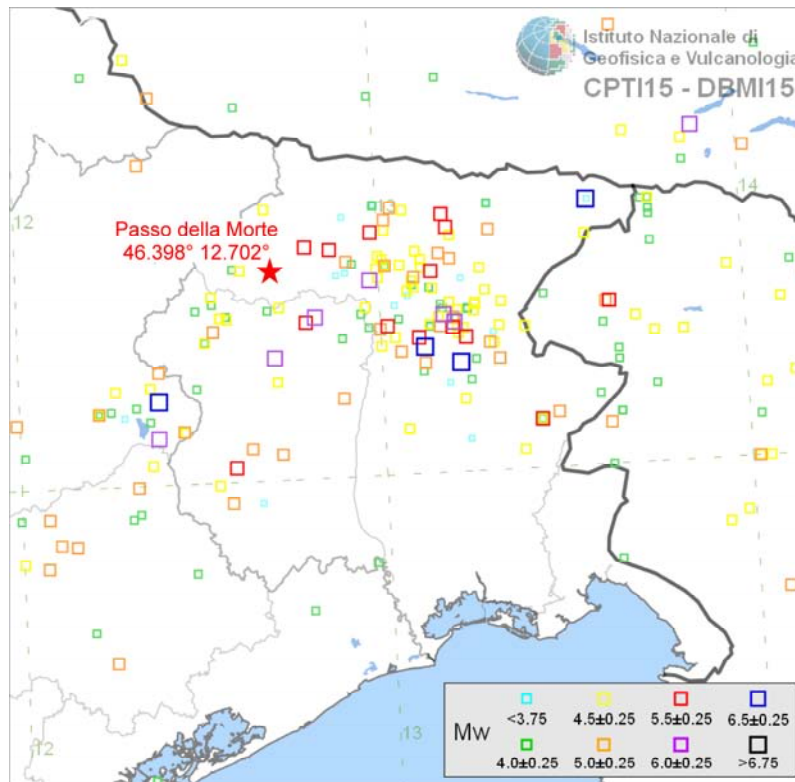


Fig. 3.17 Terremoti storici avvenuti dal 1200 al 2015 nelle Alpi Orientali. Ad ogni sisma è associata la classe di magnitudo momento, calcolata strumentalmente o ricostruita (dati: <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>).

I valori di pericolosità sismica di riferimento per il sito di interesse sono stati estrapolati dalla Mappa di Pericolosità Sismica Italiana MPS04 (Gruppo di Lavoro MPS 2004), redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) e adottata come mappa di riferimento per il territorio nazionale ai sensi dell'Ordinanza PCM 3519 del 28 aprile 2006, All. 1b. Il punto di griglia interattiva (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>) più vicino al versante del Passo della Morte è quello posto a SE del centro abitato di Forni di Sotto, identificato dalle coordinate 46.3823 N e 12.6942 E, con codice identificativo ID 8536 (Fig. 3.18). In Fig. 3.19 sono riportate le curve di pericolosità sismica e la tabella dei valori attesi di PGA al sito di interesse al 16°, 50° e 84° percentile per differenti frequenze annuali di superamento. La frequenza annuale di superamento di 0.0004 corrisponde alla probabilità di eccedenza del 2% in 50 anni, cioè ad un tempo di ritorno $Tr = 2475$ anni. Viceversa, la frequenza annuale di superamento di 0.0333 corrisponde ad una probabilità di eccedenza del 81% in 50 anni, ovvero ad un tempo di ritorno $Tr = 30$ anni. Si noti come i valori attesi di PGA diminuiscano al diminuire del periodo di ritorno di interesse. Il valore della probabilità di superamento convenzionale è del 10% in 50 anni, pari ad un tempo di ritorno $Tr = 475$ anni ed a una frequenza annuale di superamento di 0.0021. Il punto di griglia più vicino al Passo della Morte è caratterizzato da valori di PGA al 50° percentile e al 10% di superamento in 50 anni nella classe 0.200–0.225 g (Fig. 3.18B).

Tabella 3.3 Terremoti storici ($M \geq 5.0$) avvenuti entro i 75 km dal Passo della Morte (dati: <http://emidius.mi.ingv.it/>).

Evento	Data, Ora [AA-MM-GG, HH:MM]	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Profondità [km]	Magnitudo momento Mw	Distanza da Passo della Morte [km]
Alpi Giulie	1348-01-25	46.504	13.581		6.6	68
Cividale del Friuli	1403-09-06	46.093	13.431		5.5	65
Friuli-Slovenia	1511-03-26, 15:30	46.209	13.216		6.3	45
Carnia	1700-07-28	46.433	12.868		5.7	13
Prealpi Friulane	1776-07-10	46.233	12.706		5.8	18
Carnia	1788-10-20, 21:10	46.398	13.019		5.1	24
Prealpi Friulane	1794-06-07, 00:45	46.306	12.821		5.9	14
Prealpi Friulane	1794-06-30, 04:45	46.297	12.795		5.4	13
Pordenonese	1812-10-25, 07:00	46.027	12.589		5.6	42
Carnia	1853-02-19, 10:00	46.374	13.096		5.1	30
Alpago Cansiglio	1873-06-29, 03:58	46.159	12.383		6.2	36
Valli del Natisone	1898-02-20, 04:57	46.105	13.478		5.1	68
Carnia	1908-07-10, 02:13	46.465	13.191		5.3	38
Carnia	1920-05-05, 14:41	46.384	13.144		5.2	34
Carnia	1924-05-12, 08:46	46.409	12.912		5.0	16
Carnia	1924-12-12, 03:29	46.462	12.982		5.4	23
Carnia	1928-03-26, 14:40	46.490	13.180		5.7	38
Carnia	1928-03-27, 08:32	46.372	12.975		6.0	21
Friuli	1931-12-25, 11:41	46.259	13.104		5.2	34
Alpago Cansiglio	1936-10-18, 03:10	46.089	12.380		6.0	42
Carnia	1956-11-05, 19:45	46.506	13.039		5.0	28
Carnia	1959-04-26, 14:45	46.484	13.021		5.2	26
Carnia	1959-06-13, 21:56	46.440	12.800	12	5.2	9
Friuli	1976-05-06, 20:00	46.241	13.119		6.4	36
Friuli	1976-05-09, 00:53	46.213	13.323	13.3	5.0	52
Friuli	1976-06-17, 14:28	46.150	12.891	9.5	5.1	31
Friuli	1976-09-11, 16:31	46.275	13.198	9.7	5.2	40
Friuli	1976-09-11, 16:35	46.256	13.233	4.3	5.6	44
Friuli	1976-09-15, 03:15	46.285	13.203	6.8	5.9	40
Friuli	1976-09-15, 09:21	46.300	13.174	11.2	5.9	38
Friuli	1976-09-16, 23:48	46.283	13.019	10.7	5.2	27
Bovec	1998-04-12, 10:55	46.310	13.630	7.6	5.6	72
Bovec	2004-07-12, 13:04	46.310	13.620	11.4	5.1	71

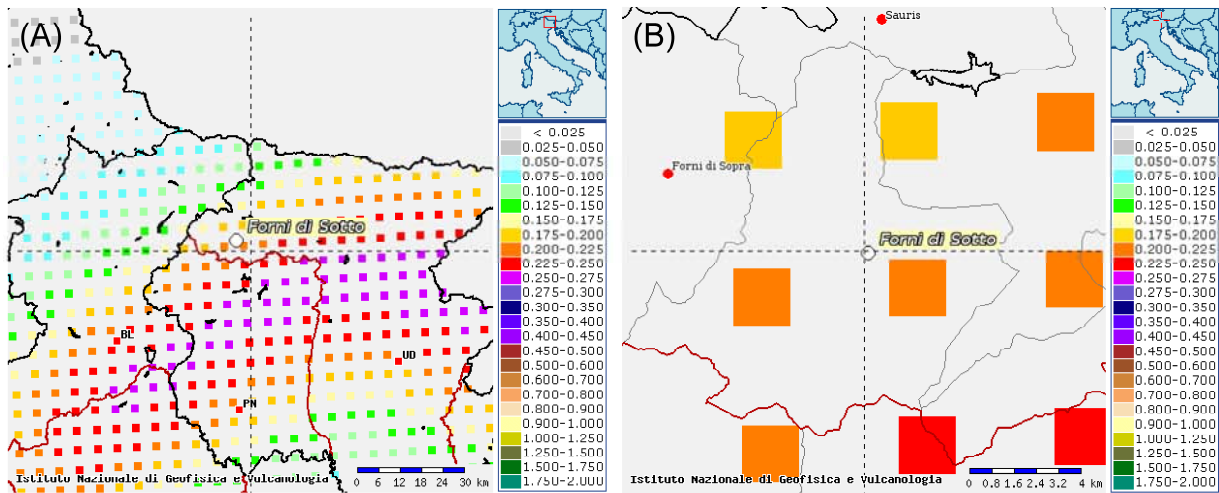


Fig. 3.18 (A) Griglia interattiva per la definizione dei valori di pericolosità sismica di riferimento secondo la Mappa di Pericolosità Sismica Italiana e (B) identificazione sulla MPS04 del punto di griglia più vicino al sito di interesse. Sono indicati in figura i valori di accelerazione di riferimento per il sito associati alla probabilità di superamento del 10% in 50 anni al 50° percentile (dati: <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

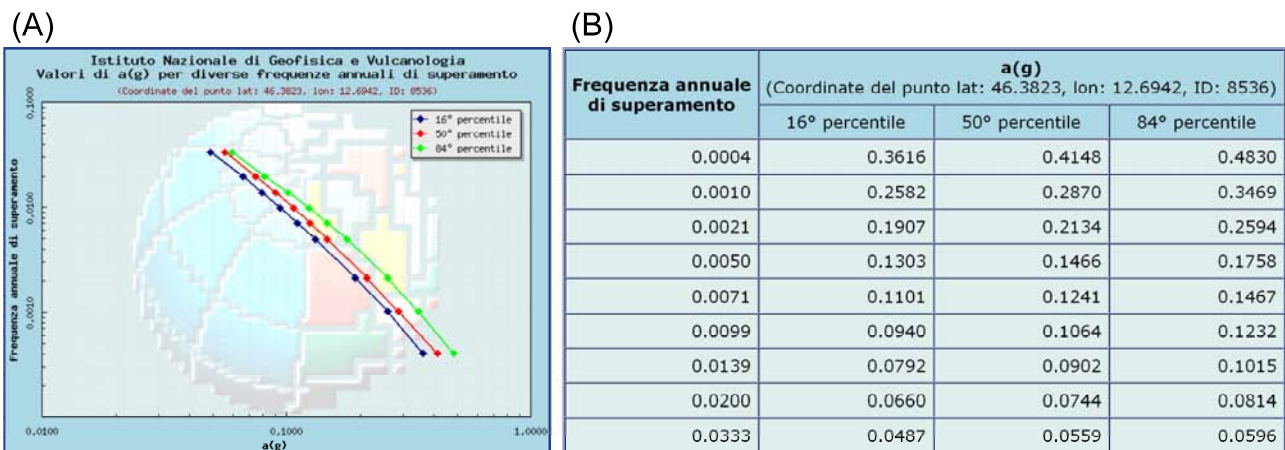


Fig. 3.19 (A) Grafico e (B) tabella dei valori attesi di PGA al 16°, 50° e 84° percentile (MPS04) per il nodo di griglia più vicino al sito di interesse (dati: <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

In Fig. 3.20 sono riportati il grafico e la tabella di disaggregazione relativi alla stima di PGA convenzionale (10% di superamento in 50 anni). Il massimo contributo alla pericolosità a medio termine ($T_r = 475$ anni) per il sito di interesse è dovuto ad eventi entro i 10 km di magnitudo debole o moderata ($M = 4.0-6.0$). In Fig. 3.21 è riportato lo spettro a pericolosità uniforme della normativa (MPS04) per diversi periodi di ritorno. Si noti la massima accelerazione spettrale in corrispondenza ai 5 Hz (0.2 s), che porta ad un incremento fino a 2.5 volte dei valori attesi di PGA per lunghi periodi di ritorno (2% di superamento in 50 anni, $T_r = 2475$ anni), con superamento di accelerazioni spettrali pari a 1 g. Gli spettri di riferimento pari al 50%, 39% e 5% in 50 anni corrispondono rispettivamente a tempi di ritorno di $T_r = 72, 101$ e 975 anni.

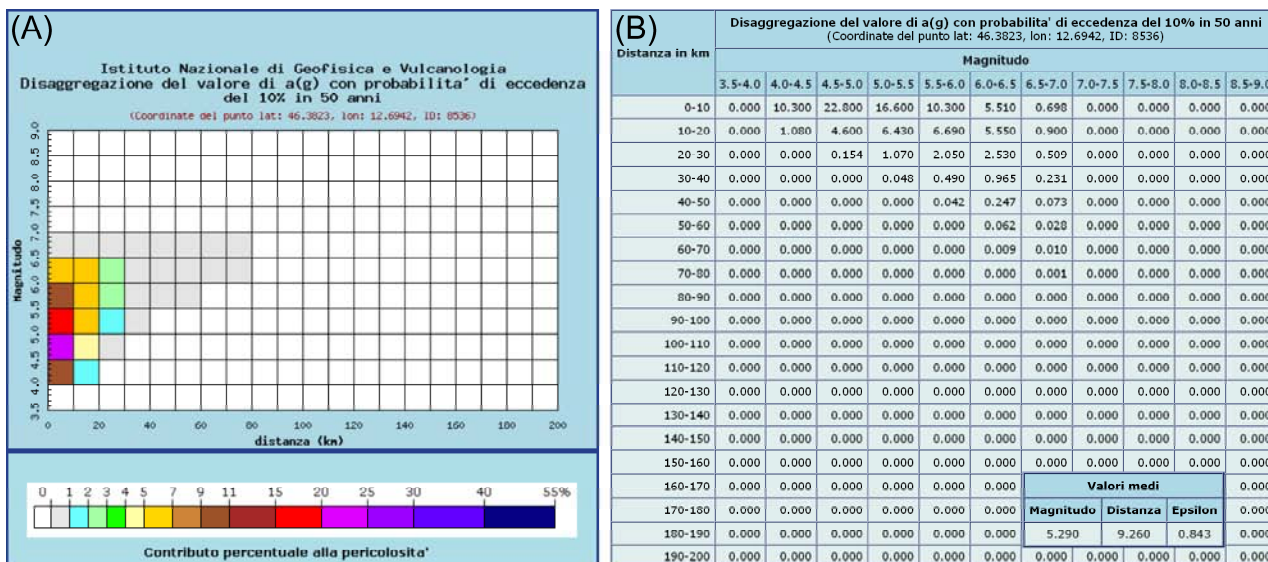


Fig. 3.20 (A) Grafico e (B) tabella di disaggregazione della pericolosità sismica (MPS04) per il nodo di griglia più vicino al sito di interesse (dati: <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

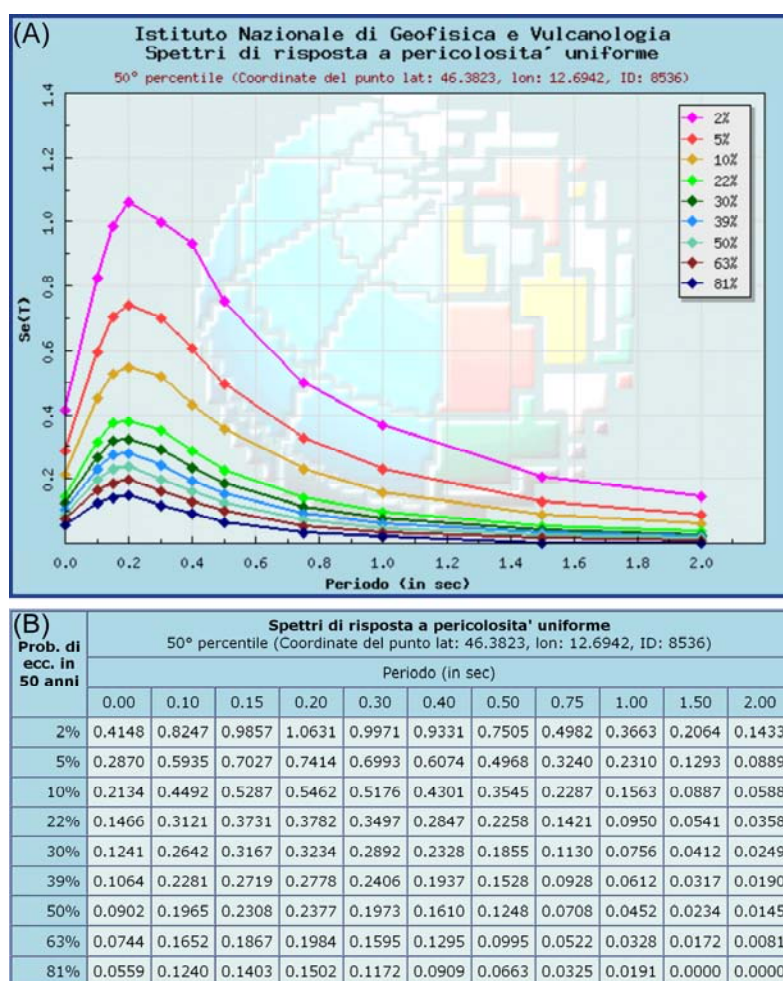


Fig. 3.21 (A)-(B) Spettro a pericolosità uniforme per i diversi valori di probabilità di superamento in 50 anni (MPS04) per il nodo di griglia più vicino al sito di interesse. Tutte le elaborazioni sono riferite a suolo di tipo rigido (dati: <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

Un'ulteriore informazione di rilievo per la definizione del contesto sismologico dell'area di studio è quella riguardante le accelerazioni effettivamente verificatesi per eventi sismici locali, o nelle sue vicinanze. Nell'area esistono diverse stazioni di registrazione (Fig. 3.22), gestite da varie istituzioni e riportate nell'archivio ITACA gestito dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (<http://itaca.mi.ingv.it/>). La stazione in loco (MORT in Fig. 3.22), installata presso la finestra della galleria in roccia, è gestita dall'Università degli Studi di Trieste. Di essa purtroppo non sono disponibili informazioni su registrazioni processate. Le altre stazioni accelerometriche più vicine al Passo della Morte, ovvero comprese entro una distanza di 20 km, sono (Fig. 3.22): Passo Pura (PURA), Cludinico (CLUD), Staligial (STAL), Claut (CLA), Cimolais (CIMO) e Forni di Sopra (FDS). Ad eccezione di quella del Passo Pura, le stazioni precedentemente elencate sono state installate solo recentemente (a partire dal 2003). Inoltre, nessuna di essa è stata installata su terreno roccioso (tipologia di suolo A, secondo l'EC8) di cui si conoscano informazioni sulle caratteristiche del sottosuolo da indagini specifiche. Le registrazioni disponibili per le stazioni sismometriche suddette riguardano eventi di piccola magnitudo a distanze superiori a 10 km o eventi molto lontani.

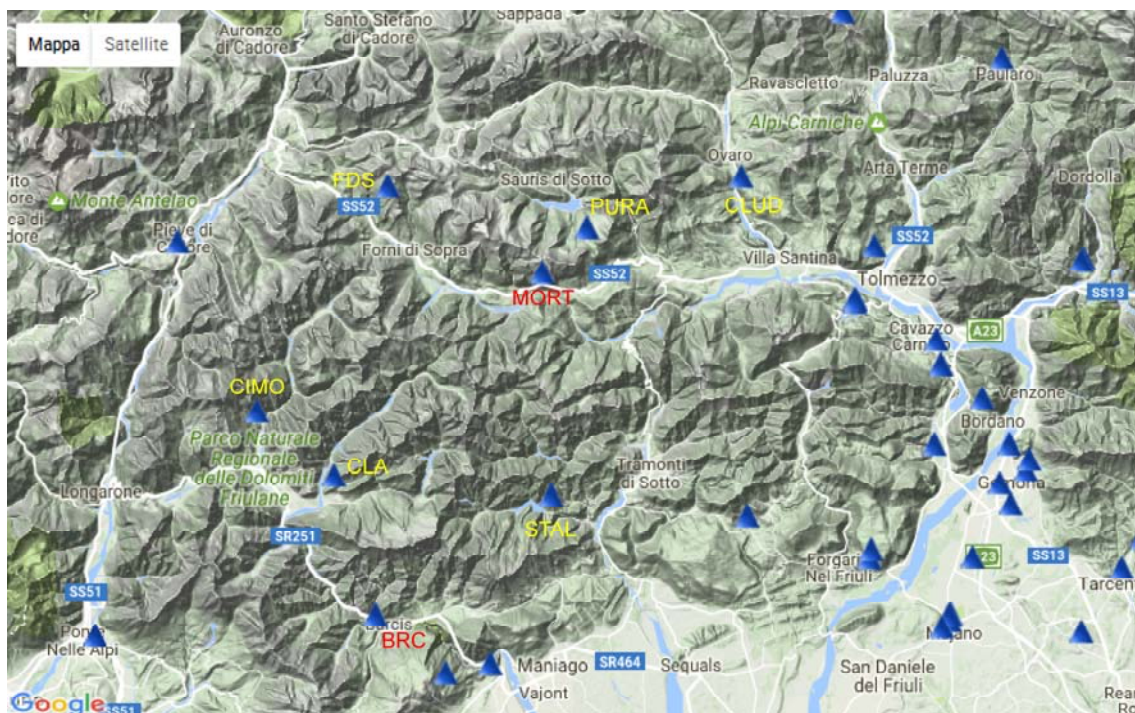


Fig. 3.22 Stazioni sismometriche riportate in ITACA (<http://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet/>). Sono evidenziate la stazione in loco (MORT) e quelle più vicine al Passo della Morte: PURA, CLUD, STAL, CLA, CIMO e FDS. Nella mappa è indicata anche la stazione in roccia di Barcis (BRC).

È necessario ricordare che dalla metà degli anni '70 ha avuto avvio lo sviluppo del primo nucleo di stazioni accelerometriche della Rete Accelerometrica Nazionale (RAN) con registrazioni analogiche a soglia

(in genere soglia di attivazione settata a 0.01g), e che la rete ha subito ammodernamenti successivi, con sostituzione di sensori e nuove stazioni. A questi cambiamenti è dovuto in massima parte il maggior numero di eventi registrati nell'ultimo decennio. La stazione sismometrica di Barcis (BRC in Fig. 3.22) si trova a circa 25 km in direzione SSW dall'area di studio ed è stata installata nel 1973. Per questa stazione sono dunque disponibili registrazioni di numerosi eventi sismici, anche non recenti. Tra questi, il terremoto del Friuli del 1976. Essa è inoltre installata su roccia, dunque la tipologia affine di suolo rispetto al versante del Passo della Morte costituisce un fattore chiave ai fini dell'analisi sismica oggetto del presente studio.

La componente verticale del moto del suolo non viene solitamente considerata nella progettazione sismica delle strutture in ambito civile. Tuttavia, i risultati di studi recenti hanno evidenziato che l'effetto del moto verticale del suolo è significativo: durante alcuni recenti terremoti distruttivi come Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Kobe (1995), Chi Chi (1999), come anche il terremoto dell'Emilia Romagna (maggio-giugno 2012) e quello recentissimo del Centro Italia (in particolare le scosse del 24 agosto e 30 ottobre 2016), è stato misurato un moto verticale del terreno confrontabile o addirittura superiore a quello orizzontale. In situazioni di morfologia orizzontale, la componente verticale del moto del suolo è prevalentemente associata alla propagazione verticale delle onde P, mentre le componenti orizzontali sono associate alle onde S. La lunghezza d'onda delle onde P è inferiore a quella delle onde S, ovvero il contenuto in frequenza della componente verticale è maggiore di quello della componente orizzontale. Questo contributo in alta frequenza comporta una grande risposta ai corti periodi e può causare una significativa amplificazione. Risulterebbe dunque opportuno considerare anche la componente verticale del moto del suolo per l'analisi sismica di versanti in roccia. La maggior parte delle specifiche dei codici normativi esistenti sono da considerarsi come non conservative. L'EC8 assume per il moto verticale del suolo un valore compreso tra 1/2 e 2/3 del valore della componente orizzontale.

Capitolo 4

Caratterizzazione geomeccanica del versante

4.1 Assemblaggio dei blocchi rocciosi e grandi discontinuità

L'ammasso roccioso investigato è attraversato da un certo numero di grandi discontinuità che suddividono l'intero sperone calcareo in blocchi secondari caratterizzati da distinte condizioni strutturali. Le grandi discontinuità sono faglie locali caratterizzate da notevole continuità (lunghezza 10–100 m), limitata ondulazione e rugosità molto bassa (Fig. 4.1A, B). Le superfici di faglia sono spesso levigate e striate (*slickensides*), testimoniando spostamenti relativi tra i blocchi adiacenti (Fig. 4.1C, D). Sono stati riconosciuti dei rigetti di faglia di entità variabile (10–70 cm). Le superfici di faglia esibiscono un grado alquanto variabile di alterazione. Alcune di esse presentano una colorazione giallastra, indizio di notevole degrado superficiale della parete del giunto. Le faglie locali sono caratterizzate per lo più da contatti roccia–roccia, ma localmente è stato individuato materiale di riempimento costituito da pietrisco grossolano. Alcuni rilievi eseguiti successivamente a giornate particolarmente piovose hanno messo in luce la presenza di efflussi d'acqua dai piani di faglia, dimostrando l'esistenza di flussi idrici all'interno del reticolo fessurativo dell'ammasso roccioso.

Nella parte orientale e inferiore del versante è stato identificato un fascio di faglie ad andamento circa sub-parallelo (270/40). Una di queste faglie è caratterizzata da numerose strie di direzione 210–220° e inclinazione 25–30° (faglia F7; Fig. 4.1B, D). Nella porzione occidentale dello Sperone W sono stati identificati altri sistemi di faglie con orientazioni differenti. La scarpata occidentale dello sperone consente un'analisi dei principali caratteri strutturali dell'ammasso roccioso. L'analisi di dettaglio della ricca documentazione fotografica ha permesso di identificare le grandi discontinuità ed i blocchi adiacenti in cui si suddivide l'ammasso roccioso (Fig. 4.2). Sono stati individuati quattro blocchi secondari costituiti da calcare stratificato (BLOCCHI 1–4) che sono separati dall'ammasso roccioso dolomitico retrostante (BLOCCO DOLOMITICO) dalla faglia del Rio Scluses (F8 in Fig. 4.2B).

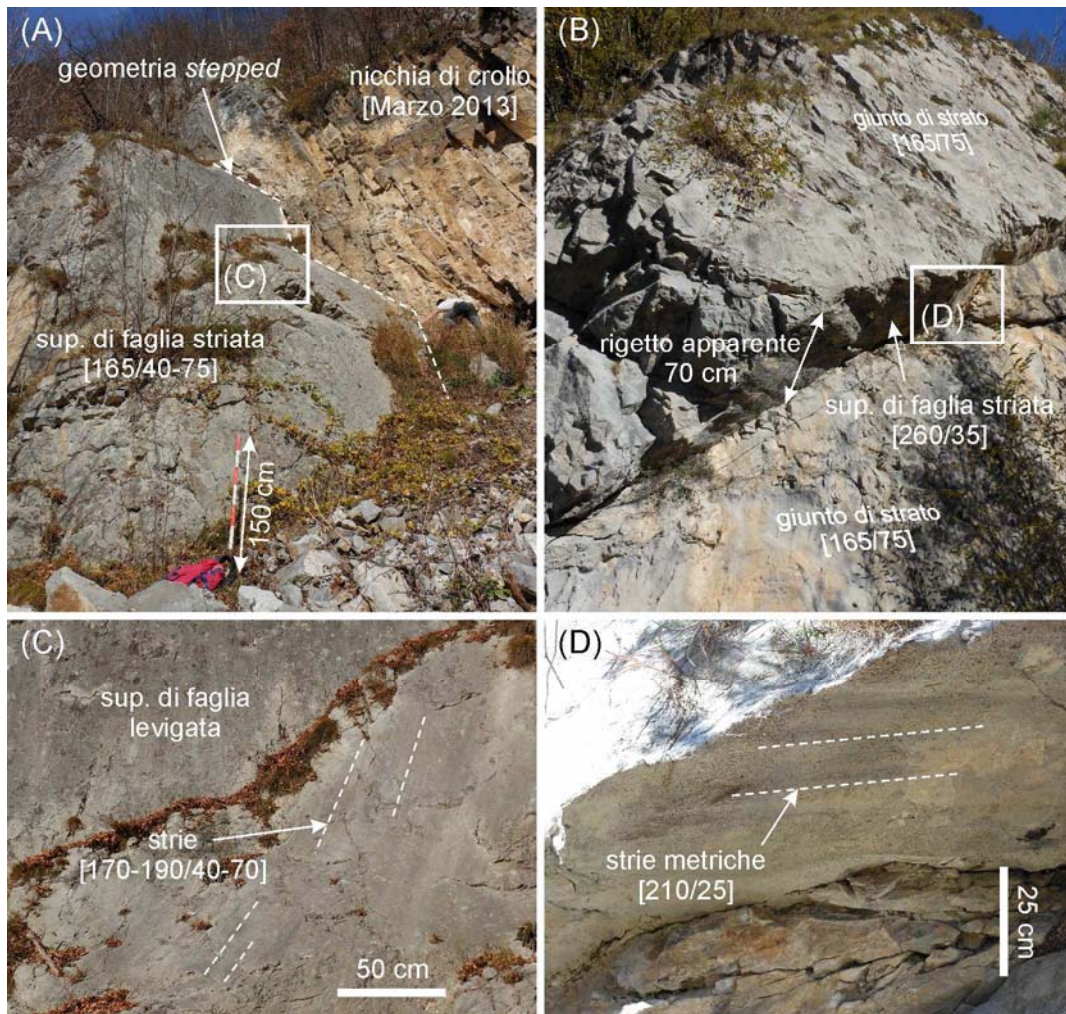


Fig. 4.1 Faglie locali che attraversano l'ammasso roccioso nella porzione (A) occidentale e (B) orientale dello sperone calcareo. Per la posizione dell'affioramento si veda la Fig. 3.10. (C), (D) Dettagli delle strie individuate sulle superfici di faglia.

La discontinuità più evidente e continua riconosciuta in sito è la faglia locale che affiora in corrispondenza della nicchia di distacco della frana di crollo superficiale del Marzo 2013 (Fig. 4.1A e F4 in Fig. 4.2B). Essa ha una geometria *stepped*, con immersione costante ma inclinazione variabile (165/40–75). La superficie di faglia è levigata con strie che immergono nella stessa direzione del piano di faglia (Fig. 4.1C). Nella sua parte superiore, questa discontinuità principale ha una minor inclinazione (40°) ed intercetta la faglia del Rio Scuses (Fig. 4.2B). La faglia F4 delimita localmente alla base un blocco roccioso superiore (BLOCCO1) che si estende fino al culmine dello sperone calcareo (Fig. 3.7). I livelli rocciosi che appartengono al BLOCCO1 sono fratturati e localmente piegati. Sono stati individuati alcuni occasionali interstrati marnosi. I giunti sono a volte beanti o riempiti da materiale sciolto trasportato dall'acqua che fluisce all'interno dell'ammasso roccioso.

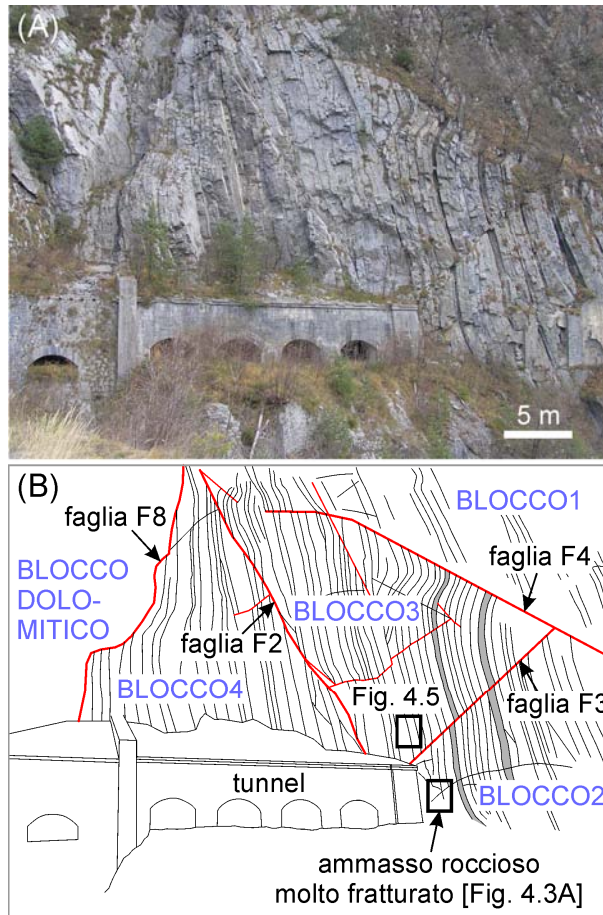


Fig. 4.2 (A) La scarpata occidentale dello Sperone W e (B) sua schematizzazione che mostra le grandi discontinuità che attraversano l'ammasso roccioso, suddividendolo in blocchi secondari.

La faglia F3 (340/35) è una discontinuità a traversopoggio con un rigetto apparente di 50 cm associato ad uno spostamento verso l'alto del tetto (destra). Essa separa due blocchi secondari con caratteristiche di danneggiamento dell'ammasso roccioso significativamente diverse (Fig. 4.2). Il blocco inferiore al piede del versante (BLOCCO2) ha un grado elevato di danneggiamento e risulta essere il blocco secondario con le peggiori condizioni strutturali. La fratturazione è localmente molto elevata, con giunti ravvicinati e aperti che isolano blocchetti di roccia piuttosto piccoli (peraltro ruotati) o giunti riempiti da materiale sciolto di trasporto (Fig. 4.3A). Gli strati rocciosi risultano a volte dislocati e le superfici dei giunti spesso alterate (Fig. 4.3B). Sono state anche riconosciute alcune pieghe a grande raggio con fianchi verticalizzati (Fig. 4.2). Il sotto-blocco adiacente (BLOCCO3) ha un danneggiamento nel complesso moderato, con un grado di fratturazione che aumenta da monte verso valle (Fig. 4.2). Parallelamente, si apprezza anche un generale incremento nell'apertura dei giunti. Da notare inoltre che, da un punto di vista litologico, la componente marnosa aumenta procedendo verso l'esterno del versante (fasce grigie in Fig.

4.2B). A contatto con il soprastante BLOCCO1, i livelli rocciosi formano una piega a ginocchio (*kink fold*) a piccolo raggio (< 1 m), evidenziando una notevole deformazione dell'ammasso roccioso.

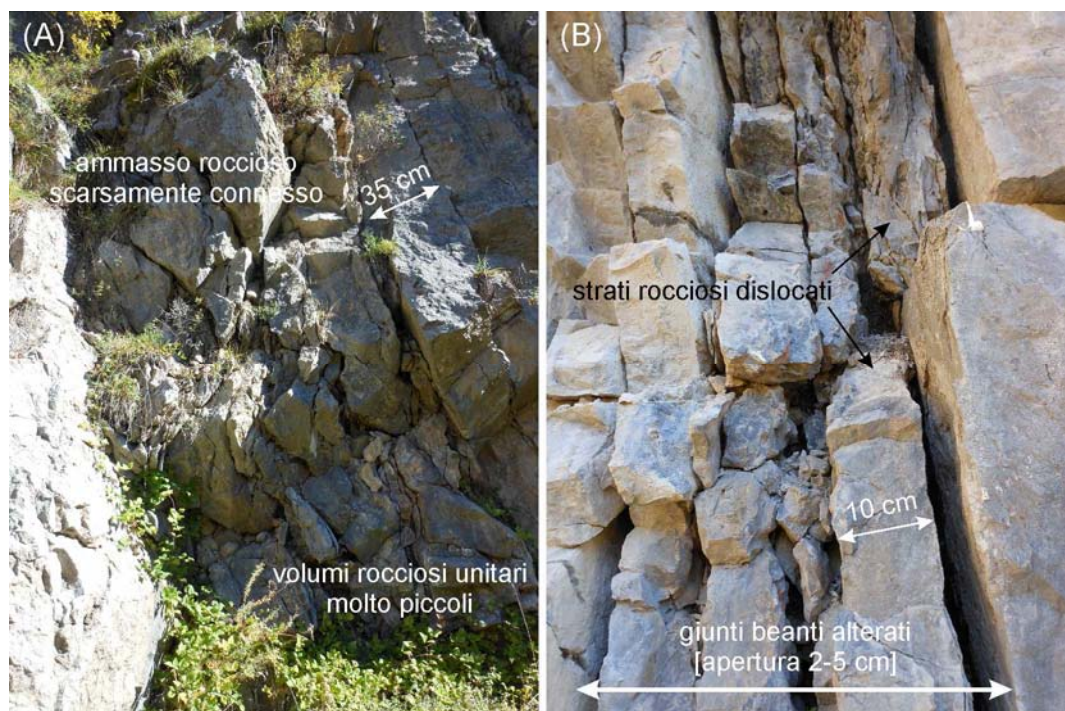


Fig. 4.3 Dettagli della struttura dell'ammasso roccioso in corrispondenza (A) dell'intersezione tra le faglie F2 e F3 e (B) del piede del versante. Per la posizione degli affioramenti si veda la Fig. 3.10.

La faglia F2 (180/60) è la discontinuità principale più interna che attraversa il versante indagato (Fig. 4.2). Essa intercetta verso monte la faglia del Rio Scluses (F8) e termina verso il basso in corrispondenza del blocco inferiore (BLOCCO2) e della faglia F3, senza affiorare alla base del versante. La superficie di faglia è planare, continua e piuttosto levigata. La faglia F2 delimita un blocco sottostante (BLOCCO4) caratterizzato da scarso danneggiamento dell'ammasso roccioso, con livelli calcarei poco deformati e fratturati e giunti chiusi e poco alterati. La componente marnosa risulta sostanzialmente assente.

4.2 Set di discontinuità

Le indagini di campagna hanno consentito l'acquisizione di una notevole quantità di dati di orientazione dei giunti di frattura e di stratificazione ($N = 1108$, Fig. 4.4A). Un set di dati così corposo è decisivo al fine di analizzare ed interpretare le condizioni strutturali dell'ammasso roccioso. A fini geomeccanici, sono stati differenziati tre comparti meccanico-strutturali: (1) l'ammasso roccioso costituito da calcare dolomitico massiccio affiorante nelle vicinanze dello Sperone W (Fig. 4.4B); (2) l'ammasso roccioso costituito da calcare stratificato rappresentante lo Sperone W (Fig. 4.4C); e (3) l'ammasso roccioso costituito da calcare

stratificato che forma lo Sperone E (Fig. 4.4D). In tutta l'area di studio, la giacitura della stratificazione è molto costante, con alcune differenze in termini di inclinazione. I calcari stratificati dello Sperone W e dello Sperone E hanno la stessa orientazione media (Fig. 4.4C, D; Tabella 4.1); mentre gli strati di calcare dolomitico massiccio hanno un'inclinazione minore (Fig. 4.4B). Tale differenza è coerente al generale andamento dell'ammasso roccioso disposto a piega anticlinale al fronte del sovrascorrimento sul fianco sinistro della valle (Fig. 3.7). Nella proiezione stereografica di Fig. 4.4C sono indicati i grandi cerchi relativi alla faccia media del versante occidentale (WSF 220/65) ed orientale (ESF 165/60) dello Sperone W. La stratificazione risulta quindi avere un'orientazione a traversopoggio rispetto alla giacitura della più estesa faccia occidentale del versante.

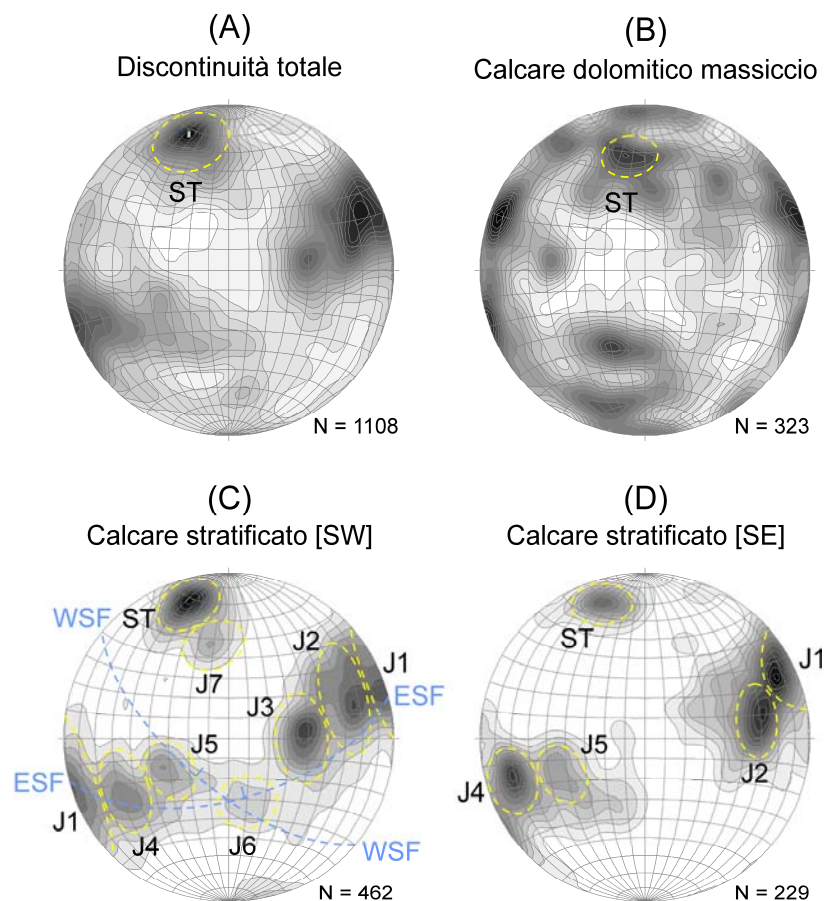


Fig. 4.4 Diagramma alle isodensità (proiezione equiareale di Schmidt) dei poli dei giunti di stratificazione e di frattura misurati: (A) nell'intera area di studio; (B) nel calcare dolomitico massiccio; (C) nello Sperone W; e (D) nello Sperone E.

Alcune differenze emergono sia nel numero che nell'orientazione media dei set di giunti di frattura identificati nei tre comparti strutturali (Fig. 4.4; Tabella 4.1). Nonostante il maggior numero di misure acquisite, lo Sperone W (Fig. 4.4C) è caratterizzato da una bassa variabilità nella giacitura delle discontinuità rispetto all'ammasso roccioso costituito da calcare dolomitico massiccio (Fig. 4.4B). Ciò evidenzia il fatto che

le fratture all'interno dell'ammasso roccioso calcareo sono strettamente organizzate in funzione di uno specifico stato tensionale caratterizzato da una ridotta variabilità nel tempo. In un contesto strutturale così definito le fratture casuali o non organizzate sono piuttosto limitate. Sono stati identificati sette set principali di fratture all'interno dell'ammasso roccioso che costituisce il versante calcareo del Passo della Morte (J1–J7 in Fig. 4.4C; Tabella 4.1). I giunti appartenenti ai set J1–J5 hanno una direzione sub-perpendicolare a quella della stratificazione. I set J6 e J7 includono fratture che hanno un'immersione opposta o coincidente, rispettivamente, a quella della stratificazione. Ognuna delle faglie locali che attraversano l'ammasso roccioso può essere associata ad uno specifico set di fratture tra i sette identificati (Tabella 4.1). Le faglie F2 e F4 appartengono al set J7, caratterizzato da un'inclinazione variabile; mentre la faglia F3 può essere associata al set J6. Le faglie locali individuate nella parte orientale dello sperone calcareo (Fig. 4.1B) sono relazionabili al set J3; mentre le faglie della porzione occidentale (Fig. 4.2) sono associabili ai set J6 e J7.

Tabella 4.1 Giacitura media dei set di discontinuità individuati nello Sperone W.

Set di giunti	Tipo di giunto	No.	Immersione [N°E]	Inclinazione [°]
			Media ± Dev.St.	Media ± Dev.St.
ST	Stratificazione	48	164±07	74±08
J1	Frattura	72	250±14	85±04
J2	Frattura	80	251±16	66±07
J3	Frattura	70	269±17	40±08
J4	Frattura	53	061±13	63±07
J5	Frattura	42	052±22	36±08
J6	Frattura	29	337±15	38±14
J7	Frattura	45	167±12	63±16

I dati di giacitura delle fratture misurati sullo Sperone W possono essere confrontati con quelli acquisiti sullo Sperone E (Fig. 4.4D), poiché i due versanti calcarei hanno la medesima giacitura della stratificazione. Nel complesso, le due distribuzioni sono abbastanza simili in quanto ci sono delle chiare corrispondenze sia nella giacitura media che nella frequenza relativa di alcuni set di giunti. L'assetto della fratturazione dello Sperone E è caratterizzato da una bassa variabilità e sono stati identificati quattro set principali (J1, J2, J4 e J5 in Fig. 4.4D). Questi set di giunti hanno un'orientazione molto simile ai set omologhi identificati nello Sperone W (Fig. 4.4C). È inoltre interessante notare come ci sia una scarsità o assenza di fratture appartenenti ai set J3, J6 e J7 precedentemente riconosciuti nello Sperone W.

4.3 Giunti tettonici vs. fratture gravitative

In affioramento, le discontinuità che interessano lo Sperone W esibiscono proprietà estremamente variabili in termini di persistenza, ondulazione, spaziatura, apertura, alterazione e riempimento. In ragione dello spessore limitato dei livelli calcarei e della elevata persistenza dei giunti di stratificazione (> 10 m), le lastre rocciose sono suddivise dai giunti trasversali in blocchi prismatici di dimensione piuttosto variabile (Fig. 4.5). Il volume dei singoli blocchi di roccia varia da 10–100 cm³ (piccoli blocchi compatti) fino a 0.1–1 m³ (grandi lastre), in base all'intensità della fratturazione.

Il numero e la spaziature delle fratture sono molto variabili su tutto il versante. Nella parte più interna del BLOCCO3 e nel BLOCCO4, la spaziatura dei giunti varia da circa 20–30 cm a 100–200 cm, in funzione dello specifico set di giunti. Sulla base di questi valori, la spaziatura viene classificata come *'moderate'* o *'wide'* secondo la classificazione proposta da ISRM (1978). Al contrario, le fratture sono più numerose e più ravvicinate nelle porzioni di ammasso roccioso localizzate nelle zone di intersezione delle faglie locali (Figg. 4.3A, 4.5) e al piede del versante (Fig. 4.3B). In queste zone, la spaziatura tra fratture adiacenti appartenenti allo stesso set varia tra 5–10 cm e 10–20 cm, classificandosi come *'very close'* e *'close'* (ISRM, 1978).

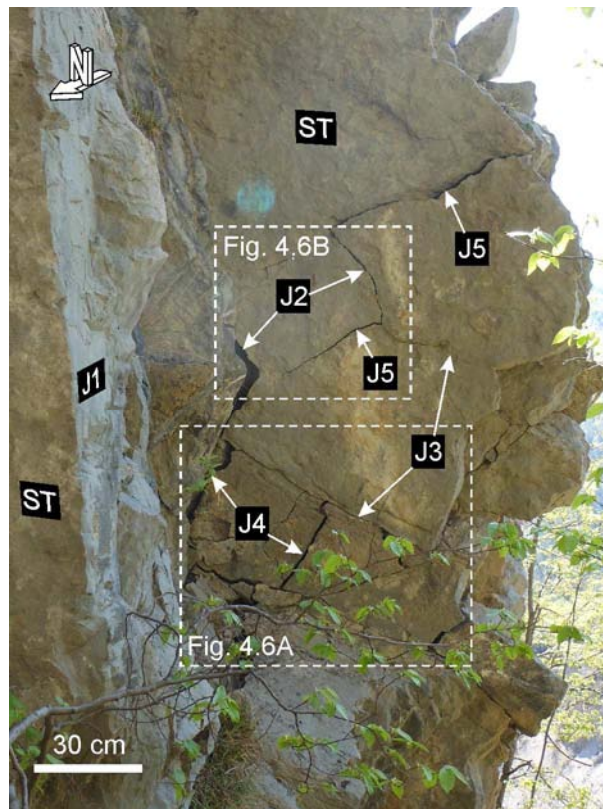


Fig. 4.5 Affioramento che mostra la disposizione dei giunti di stratificazione e delle fratture sub-ortogonali a questi. Si noti la diversa dimensione dei singoli blocchi di roccia. Per la posizione dell'affioramento si veda la Fig. 4.2B.

L'analisi di alcuni affioramenti rocciosi localizzati in zone del versante caratterizzate da fratturazione intensa ha permesso di identificare le fratture di neo-formazione, indotte dalla gravità, differenziandole dai giunti di origine tettonica (Tabella 4.2). La Fig. 4.5 illustra un affioramento localizzato sulla scarpata occidentale dello sperone calcareo, in corrispondenza dell'intersezione tra le faglie F2 e F3 (Fig. 4.2). L'ammasso roccioso è attraversato da giunti appartenenti ai set identificati (Fig. 4.4C) che evidenziano differenti caratteristiche in termini di geometria e persistenza (Figg. 4.5, 4.6). Le fratture di origine tettonica appaiono in sito come ondulate o localmente planari (Fig. 4.6A). L'altezza media delle asperità a è piccola ($a = 1-10$ cm) se rapportata all'intera lunghezza del giunto l ($l = 1-10$ m), ovvero il rapporto a/l è circa 1-10‰. I giunti di origine tettonica hanno una persistenza che può essere definita 'low' o 'medium' secondo la classificazione proposta da ISRM (1978), e il loro profilo è abbastanza regolare lungo l'intero sviluppo. Le fratture tettoniche sono penetrative e si intersecano tra loro definendo degli angoli di intersezione molto variabili, da 90° a valori molto bassi (10°-30°).

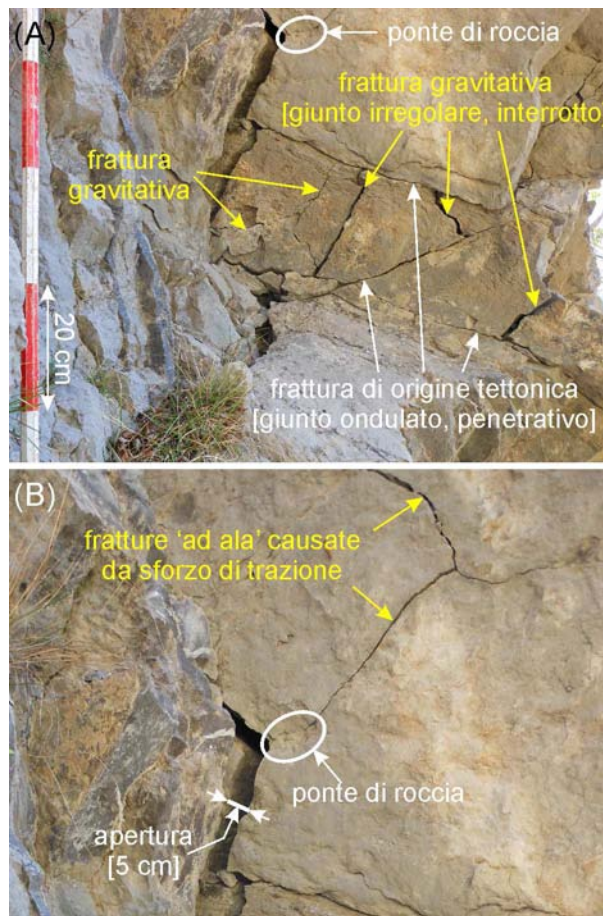


Fig. 4.6 (A) Caratteristiche geometriche dei giunti di origine tettonica vs. giunti gravitativi riconosciuti in sito. (B) Dettaglio delle fratture gravitative che esibiscono la tipica geometria "ad ala". Per la posizione dell'affioramento si veda la Fig. 4.5.

In sito, sono state anche riconosciute fratture con caratteristiche geometriche diverse rispetto ai giunti di origine tettonica (Tabella 4.2). Tali fratture sono caratterizzate da profili irregolari, con bruschi cambi di direzione e geometria complessivamente “dentellata”. Le loro superfici risultano di conseguenza più rugose. L’altezza delle asperità ($a = 1\text{--}5\text{ cm}$) non è piccola se rapportata alla lunghezza dei giunti ($l = 5\text{--}30\text{ cm}$) e il rapporto a/l è circa 1–20%. Quest’ultimo valore è di un ordine di grandezza maggiore rispetto a quello relativo alle fratture tettoniche (Tabella 4.2). Questi giunti hanno una persistenza ‘*very low*’ (ISRM, 1978) e terminano frequentemente contro i giunti penetrativi (Fig. 4.6A), intercettandoli sub-ortogonalmente o con un angolo di intersezione da medio ad alto (50°–80°). La maggior parte di questi giunti sono aperti, dimostrando che la loro formazione è dovuta agli sforzi di trazione (Fig. 4.6A). Alcune fratture indotte da trazione identificate in sito esibiscono apertura variabile lungo il loro sviluppo. Esse inoltre appaiono curvare verso una direzione costante (struttura “a piuma”) fino a coalescere con altri giunti o terminare ad una distanza finita contro dei ponti di roccia (Fig. 4.6B). Tali giunti hanno una geometria molto simile a quella delle fratture “ad ala” che sono state osservate in prove di laboratorio che investigano il meccanismo di rottura della roccia intatta alla microscala (Hori e Nemat-Nasser, 1985; Einstein e Dershowitz, 1990; Park e Bobet, 2009; Euser et al., 2019).

Tabella 4.2 Caratteristiche geometriche dei giunti tettonici vs. giunti gravitativi riconosciuti in sito.

Tipo di frattura	Geometria	Profilo	Rapporto altezza delle asperità/ lunghezza del giunto	Persistenza	Angolo di intersezione	Localizzazione in sito
Tettonica	Ondulata, localmente planare	Prevalentemente regolare	0.1–1%	Giunti penetrativi, da ‘ <i>low</i> ’ a ‘ <i>medium</i> ’ (ISRM 1978)	Molto variabile (10°–90°)	Diffusa, onnipresente
Gravitativa	Dentellata, brusche variazioni nella direzione	Irregolare e rugoso	1–20%	Giunti interrotti, ‘ <i>very low</i> ’ (ISRM 1978)	Da medio ad alto (50°–90°)	Piede del versante, intersezione delle grandi discontinuità

Fratture con le caratteristiche prima descritte rappresentano giunti indotti dagli sforzi gravitativi causati dallo stato tensionale agente alla scala del versante (cioè, fratture gravitative). Queste fratture di neo-formazione sono causate dagli sforzi di taglio e trazione, e si aggiungono ai giunti pre-esistenti di origine tettonica come risultato della rottura localizzata della roccia intatta e dei ponti di roccia. L’orientazione e la distribuzione spaziale delle fratture di neo-formazione sono strettamente legate alla geometria tridimensionale dell’ammasso roccioso e dei giunti pre-esistenti (sia giunti di stratificazione che di frattura).

In alcuni casi, le fratture gravitative hanno la stessa orientazione media dei giunti pre-esistenti, specialmente quando sono il risultato della rottura di ponti di roccia complanari (Tuckey e Stead, 2016) o “nel piano” (Fig. 4.7). In altre circostanze, i giunti indotti dalla gravità evidenziano una diversa giacitura rispetto alle fratture pre-esistenti, essendo associati alla rottura di ponti di roccia non-complanari o “fuori dal piano” (Fig. 4.7).

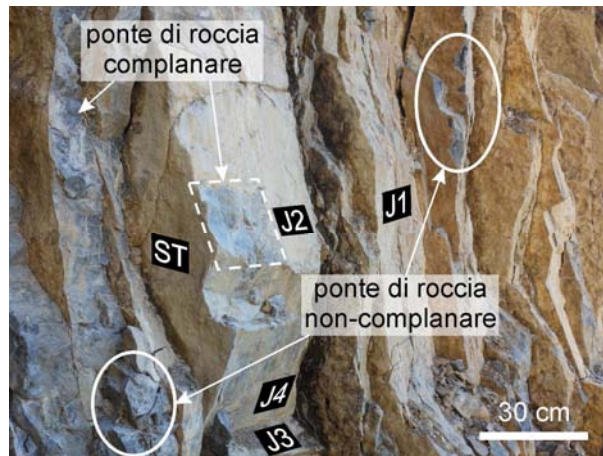


Fig. 4.7 Evidenze di sito della fratturazione di ponti di roccia complanari e non-complanari in ammasso roccioso molto alterato (nicchia di distacco del crollo parietale del Marzo 2013).

4.4 Caratterizzazione della roccia intatta e delle superfici di faglia

La resistenza a compressione semplice o uniassiale (*Uniaxial Compressive Strength* UCS) ed il modulo elastico o modulo di Young (E) della roccia intatta sono stati stimati sulla base di alcuni test sclerometrici condotti con il martello di Schmidt (tipo L) su alcuni specifici affioramenti di calcare stratificato (Fig. 4.8A, B) e calcare dolomitico massiccio (Fig. 4.8C, D). Gli indici di rimbalzo misurati sono stati normalizzati secondo Basu e Aydin (2004). I test sul calcare stratificato ($N = 1600$) sono stati eseguiti su quattro diversi affioramenti, su superfici asciutte e poco alterate, e sia ortogonalmente che parallelamente ai giunti di strato, al fine di valutare una possibile anisotropia della resistenza. Non sono tuttavia emerse delle differenze significative tra le stime effettuate considerando le due direzioni. L'andamento complessivo dell'indice di rimbalzo ottenuto con il martello L esibisce una distribuzione di tipo Gaussiana leggermente asimmetrica (Fig. 4.8B). Il test sclerometrico sul calcare dolomitico massiccio ($N = 240$) è stato condotto su un unico affioramento localizzato sulla nicchia di distacco al di sopra della galleria paramassi, immediatamente a est dello Sperone W. Il test è risultato maggiormente complesso a causa della struttura più grossolana e della maggiore porosità del litotipo analizzato. L'andamento complessivo degli indici di rimbalzo ottenuti con il martello tipo L evidenzia una distribuzione bi-modale (Fig. 4.8D).

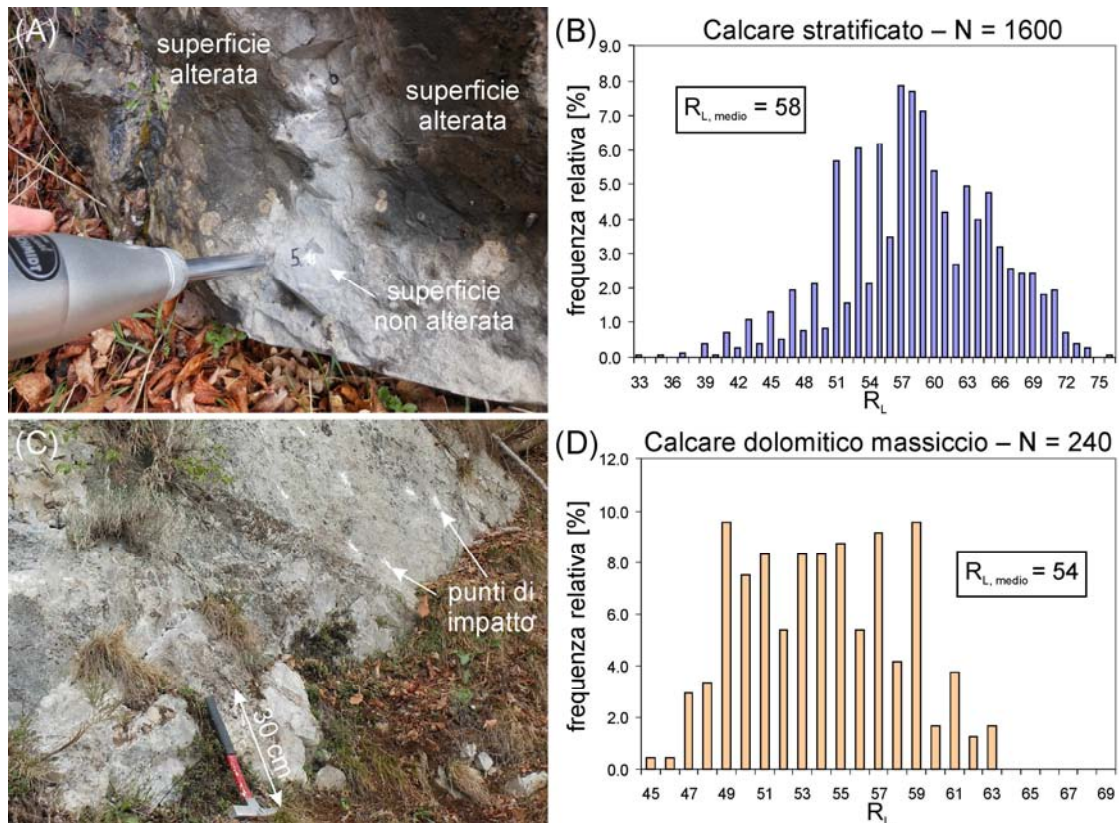


Fig. 4.8 Test sclerometrici (martello di Schmidt tipo L) e istogrammi di frequenza relativa dell'indice di rimbalzo misurato su (A), (B) calcare stratificato e (C), (D) calcare dolomitico massiccio.

I valori della resistenza a compressione semplice e del modulo di elasticità della roccia intatta sono stati stimati mediante l'utilizzo di alcune formule empiriche disponibili in letteratura (Katz et al., 2000; Kahraman et al., 2002; Aydin e Basu, 2005; Fener et al., 2005; Buyuksagis e Goktan, 2007; Nazir et al., 2013). È importante sottolineare che in letteratura non esistono indicazioni per la determinazione dell'indice di rimbalzo di riferimento ottenuto da test in sito da utilizzare per il calcolo della resistenza a compressione semplice della roccia intatta. Di conseguenza, sono stati definiti degli intervalli realistici di UCS ed E adottando varie equazioni empiriche e assumendo diversi valori di riferimento dell'indice di rimbalzo corrispondenti ad alcuni parametri statistici delle rispettive distribuzioni ottenute per i due litotipi analizzati: media, moda, 75° percentile, 90° percentile e massimo assoluto. Gli intervalli definiti sono coerenti ai tipici valori di UCS ed E della roccia intatta relativi ai due materiali analizzati (Hoek, 2007). Per il calcare stratificato, il valore della resistenza a compressione semplice è incluso nell'intervallo UCS = 100–130 MPa; mentre il valore del modulo di Young varia nell'intervallo E = 20–40 GPa. Per il calcare dolomitico massiccio, il valore della resistenza a compressione semplice è incluso nell'intervallo UCS = 80–110 MPa; mentre il valore del modulo di Young varia nell'intervallo E = 20–30 GPa.

Alcune delle grandi discontinuità che attraversano l'ammasso roccioso investigato sono state caratterizzate secondo il criterio di resistenza al taglio di Barton–Bandis (Tabella 4.3).

Tabella 4.3 Parametri geomeccanici di alcune faglie locali che attraversano l'ammasso roccioso, secondo il criterio di resistenza al taglio di Barton–Bandis.

Faglia	Lunghezza	Joint compressive strength	Joint roughness coefficient (non-corretto)	Joint roughness coefficient (corretto)	Angolo d'attrito residuo	Angolo d'attrito di picco
	L_n (m)	JCS (MPa)	JRC ₀	JRC _n	φ_r (°)	φ_p (°)
F1 (Fig. 3.9B)	100	46	20	1	26.6	30.9
F2 (Fig. 4.2)	25	40	20	2	24.2	25.6
F3 (Fig. 4.2)	10	93	20	3	27.9	34.6
F4 (Fig. 4.1A, C)	50	75	20	2	27.0	30.1
F7 (Fig. 4.1B, D)	20	49	20	2	25.2	27.5

Alcuni test sclerometrici (martello di Schmidt tipo L) sono stati condotti per valutare la resistenza a compressione della parete del giunto (*Joint Compressive Strength* JCS) di alcune faglie locali. Questi test sono stati effettuati mediante la procedura standardizzata da ISRM (1978). I valori di JCS sono stati calcolati mediante l'equazione empirica di Aydin e Basu (2005). I valori della resistenza a compressione del giunto delle faglie locali variano essenzialmente nell'intervallo JCS = 40–90 MPa (Tabella 4.3). La notevole ampiezza dell'intervallo dimostra la grande variabilità in termini di alterazione delle superfici di faglia, come accertato dalle osservazioni di campagna.

Alcune misure di rugosità sono state condotte per determinare il coefficiente di rugosità del giunto (*Joint Roughness Coefficient* JRC) delle superfici di faglia. Le ampiezze delle asperità delle superfici sono state misurate mediante l'utilizzo di una piccola asta rigida di riferimento della lunghezza di 100 mm, per determinare la rugosità relativa ai giunti di roccia di dimensione standard testati in laboratorio (JRC₀). Il valore di JRC₀ è stato determinato mediante la carta di rugosità fornita da Barton e Bandis (1990). L'effetto-scala è stato considerato sulla base della lunghezza effettiva delle superfici di faglia ($L_n = 10\text{--}100$ m). Come atteso, i valori del coefficiente di rugosità corretto (JRC_n) sono estremamente bassi e variano nell'intervallo JRC_n = 1–3 (Tabella 4.3).

L'angolo d'attrito residuo (φ_r) delle superfici di faglia testate è stato determinato mediante l'equazione empirica proposta da Barton e Choubey (1977). Assumendo un valore dell'angolo d'attrito di base (φ_b) pari a 30° , come suggerito da Barton e Choubey (1977) per superfici di calcare planari e non alterate, l'angolo d'attrito residuo delle faglie analizzate è incluso nell'intervallo $\varphi_r = 24^\circ\text{--}28^\circ$ (Tabella 4.3). I valori corrispondenti dell'angolo d'attrito di picco (φ_p) varia essenzialmente tra $\varphi_p = 25^\circ$ e $\varphi_p = 35^\circ$. La caratterizzazione di campagna secondo il criterio di Barton–Bandis evidenzia che le faglie locali che attraversano l'ammasso roccioso del Passo della Morte hanno differenti proprietà di resistenza al taglio. In particolare, le faglie F2 e F7 sono caratterizzate da valori più bassi dell'angolo d'attrito di picco rispetto alle faglie F3 e F4 (Tabella 4.3).

4.5 Parametri meccanici dei blocchi rocciosi

I parametri geomeccanici degli ammassi rocciosi sono stati valutati in relazione ai vari blocchi che formano il versante indagato (BLOCCHI 1–4) e all'ammasso roccioso retrostante (BLOCCO DOLOMITICO). I parametri di resistenza e deformabilità di ogni blocco sono stati stimati mediante una caratterizzazione di sito degli ammassi rocciosi basata sul criterio di Hoek e Brown (Hoek, 2007). I parametri meccanici dei cinque blocchi identificati sono elencati in Tabella 4.4.

Le resistenze a compressione e trazione, il modulo di Young e i parametri equivalenti di resistenza a taglio alla Mohr–Coulomb degli ammassi rocciosi sono stati calcolati mediante delle equazioni empiriche (Hoek, 2007), sulla base delle caratteristiche meccaniche sia della roccia intatta che dell'ammasso roccioso. La resistenza a compressione (σ_{ci}) e il modulo di Young (E_i) della roccia intatta per il calcare stratificato e per il calcare dolomitico massiccio corrispondono ai rispettivi valori medi degli intervalli di UCS ed E precedentemente stimati mediante le prove sclerometriche con il martello di Schmidt (vedi sezione 4.4). La costante della roccia intatta (m_i) dipende essenzialmente dalle caratteristiche litologiche delle specifiche formazioni geologiche, Il suo valore è stato determinato utilizzando la banca dati delle proprietà delle rocce disponibile nel software RocData (Rocscience, 2007). Secondo questi valori, la costante per la roccia intatta è pari a $m_i = 8$ per il calcare stratificato e $m_i = 9$ per il calcare dolomitico massiccio (Tabella 4.4).

Per ogni blocco è stato definito un appropriato intervallo del *Geological Strength Index* (GSI), sulla base delle evidenze di campagna (Fig. 4.9; Tabella 4.4). La condizione dei diversi ammassi rocciosi differisce in termini di grado di fratturazione e condizione superficiale delle discontinuità. Il blocco roccioso costituito

da calcare dolomitico massiccio (BLOCCO DOLOMITICO) ha una struttura *'very blocky'* a causa della presenza di almeno quattro set di giunti (Fig. 4.4B). La condizione superficiale dei giunti varia da *'good'* a *'fair'* poiché le discontinuità sono generalmente rugose con un grado moderato di alterazione e senza riempimenti. L'intervallo di GSI relativo al BLOCCO DOLOMITICO (GSI = 40–60) è il più alto tra gli ammassi rocciosi identificati (Fig. 4.9; Tabella 4.4).

I blocchi rocciosi costituiti da calcare stratificato (BLOCCHI 1–4) hanno una struttura *'blocky-disturbed-seamy'* a causa della persistenza dei giunti di stratificazione e della presenza di numerosi set di discontinuità (Fig. 4.4C). I valori di GSI dei blocchi calcarei variano essenzialmente sulla base del grado di alterazione delle superfici dei giunti e della presenza di interstrati marnosi o riempimenti (Fig. 4.9; Tabella 4.4). Sulla base delle osservazioni di campagna (vedi sezione 4.1), la qualità superficiale delle discontinuità varia, nel complesso, tra *'good'* (BLOCCO4) e *'poor'* (BLOCCO2). Di conseguenza, i valori di GSI dei blocchi sono piuttosto variabili (Fig. 4.9; Tabella 4.4), aumentando gradualmente dai valori più bassi relativi al BLOCCO2 (GSI = 25–35) a quelli più alti associati al BLOCCO4 (GSI = 40–50). La notevole variabilità nei valori di GSI degli ammassi rocciosi riflette l'eterogeneità strutturale dei blocchi adiacenti che sono stati riconosciuti in sito.

Tabella 4.4 Parametri geomeccanici degli ammassi rocciosi, secondo la caratterizzazione di campagna di Hoek–Brown.

Ammasso roccioso	Resistenza a compressione della roccia intatta $\sigma_{ci,mean}$ (MPa)	Modulo di Young della roccia intatta $E_{i,mean}$ (MPa)	Costante per la roccia intatta m_i	Geological Strength Index GSI_{mean}	Resistenza a compressione dell'ammasso roccioso σ_c (MPa)	Resistenza a trazione dell'ammasso roccioso σ_t (MPa)	Coesione c (MPa)	Angolo d'attrito φ (°)	Modulo di Young E_m^a (MPa)
BLOCCO1	115	30000	8	35	2.77	-0.11	0.51	52	3402
BLOCCO2	115	30000	8	30	1.98	-0.07	0.39	51	2441
BLOCCO3	115	30000	8	40	3.80	-0.16	0.66	52	4790
BLOCCO4	115	30000	8	45	5.15	-0.23	0.82	53	6709
BLOCCO DOLOMITICO	95	25000	9	50	5.72	-0.24	0.93	53	7680

^a Equazione generalizzata di Hoek e Diederichs (Hoek e Diederichs, 2006)

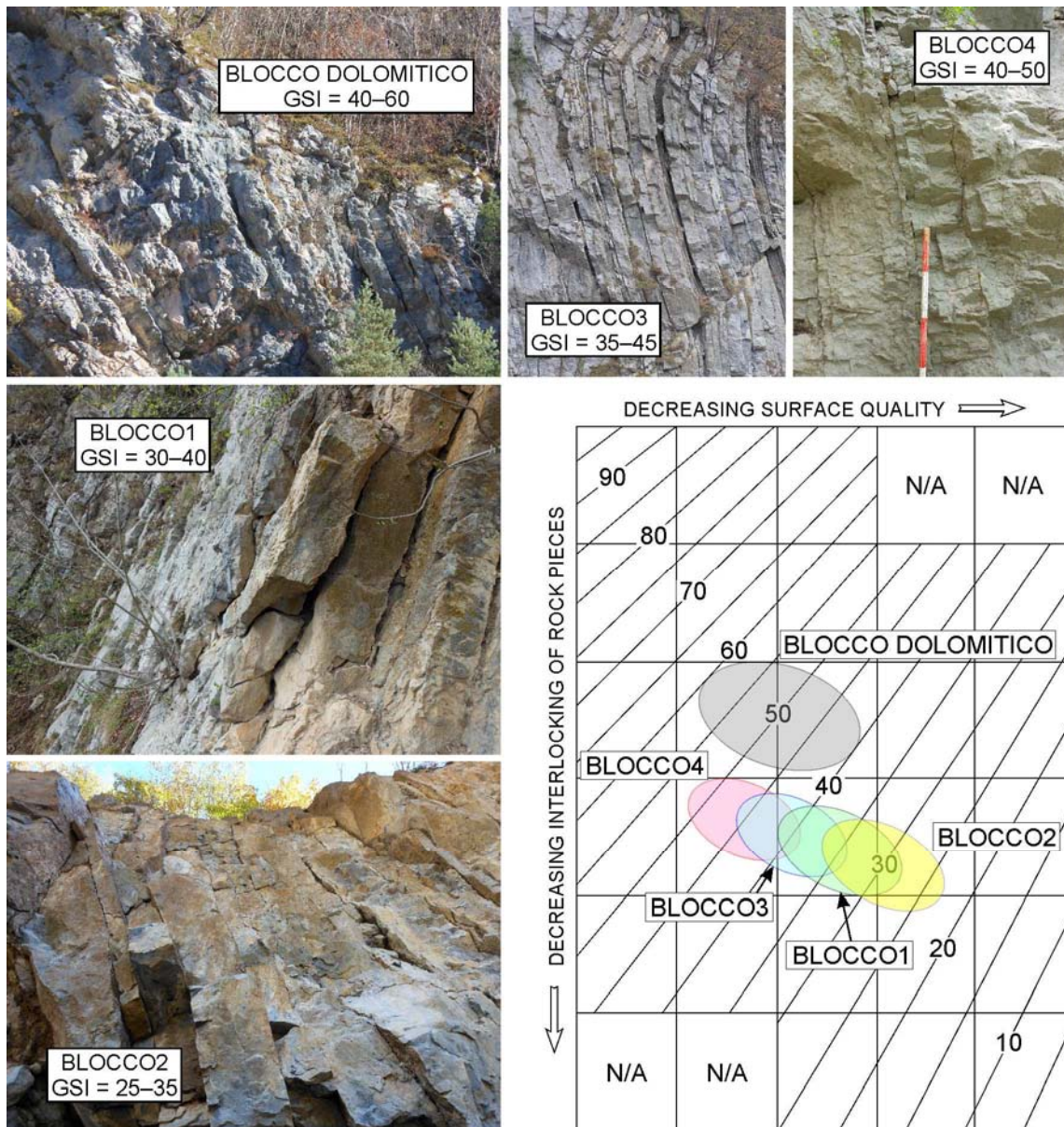


Fig. 4.9 Geological Strength Index GSI dei vari blocchi che costituiscono il versante del Passo della Morte, secondo la caratterizzazione di campagna di Hoek-Brown.

La resistenza a compressione degli ammassi rocciosi varia essenzialmente tra 2 MPa e 6 MPa; mentre la resistenza a trazione è molto inferiore, nell'ordine di 100–200 kPa (Tabella 4.4). I parametri equivalenti di resistenza al taglio di Mohr-Coulomb (coesione c e angolo d'attrito φ) dei cinque blocchi rocciosi sono stati stimati mediante un processo di linearizzazione dei rispettivi involucri curvilinei a rottura di Hoek-Brown. In tale procedura di linearizzazione, il valore limite superiore dello stress di confinamento (σ'_{3max}) è stato determinato considerando l'altezza media di ogni singolo blocco ($H = 50\text{--}100$ m), come suggerito da Hoek (2007). I valori dell'angolo d'attrito equivalente dei cinque blocchi sono simili e di poco superiori a 50° (Tabella 4.4); mentre la coesione equivalente varia tra un valore minimo di circa $c = 400$ kPa (BLOCCO2) e

un valore massimo di circa $c = 900$ kPa (BLOCCO DOLOMITICO). Infine, il modulo di Young dei blocchi, calcolato mediante la formula generalizzata di Hoek e Diederichs (Hoek e Diederichs, 2007) varia tra un valore minimo di 2.4 GPa per il BLOCCO2 ed un valore massimo di 7.7 GPa per il BLOCCO DOLOMITICO (Tabella 4.4).

4.6 Dati di monitoraggio del versante

Il sistema di monitoraggio installato sul versante del Passo della Morte dall'IRPI-CNR include (Fig. 4.10): tre sensori per le emissioni acustiche (AE), cinque cavi Time Domain Reflectometry (TDR), un estensimetro da pozzo a tre punti di ancoraggio, un inclinometro, un sensore piezometrico, tre accelerometri, un sismometro, tre estensimetri e tre capisaldi GPS. In aggiunta, sono stati condotti dei rilievi Terrestrial Laser Scanning (TLS) e Infra-Red Thermography (IRT) per identificare giunti critici e zone di debolezza nell'ammasso roccioso (Teza et al., 2015).

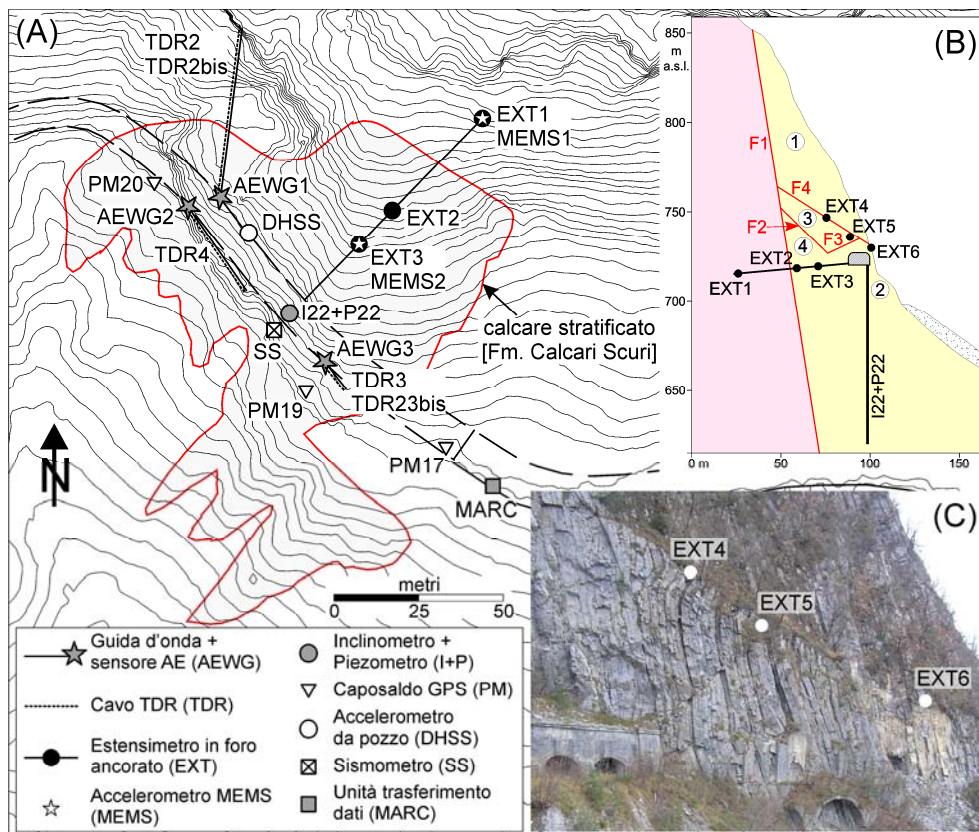


Fig. 4.10 (A) Pianta schematica del sistema di monitoraggio installato dall'IRPI-CNR sul versante del Passo della Morte (modificata da Codeglia et al., 2017). (B) Sezione di riferimento B-B'' del versante con la proiezione degli estensimetri, dell'inclinometro e del piezometro. (C) Posizione degli estensimetri EXT4-6 installati sulla scarpata occidentale dello sperone calcareo.

Tre estensimetri (EXT1, EXT2, EXT3) sono stati installati in un foro di perforazione sub-orizzontale scavato all'interno del versante dalla galleria in roccia del Passo della Morte (Fig. 4.10A, B). In base ai dati forniti dalla Protezione Civile Regionale del Friuli Venezia Giulia (Marcato et al., 2014), gli estensimetri EXT2 e EXT3 non hanno misurato spostamenti significativi durante il periodo Maggio 2011–Gennaio 2014; mentre l'estensimetro EXT1 ha registrato movimenti sub-centimetrici (Fig. 4.11A). L'andamento degli spostamenti evidenzia un'alternanza di allargamenti ed accorciamenti che si pensa siano causati da movimenti differenziali tra distinti blocchi interni dell'ammasso roccioso (Marcato et al., 2014). Non si evince una chiara correlazione tra gli spostamenti registrati dall'estensimetro EXT1 e i dati di precipitazione (Fig. 4.11A).

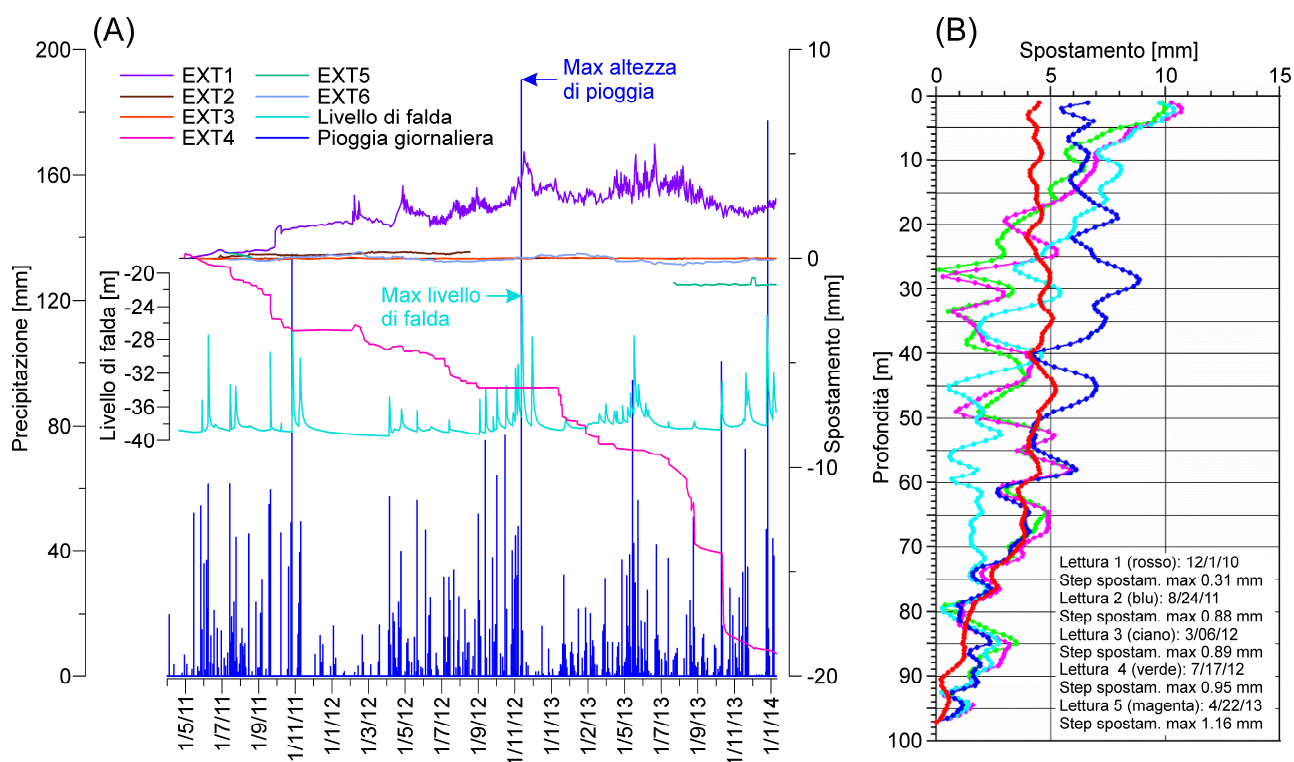


Fig. 4.11 (A) Andamento degli spostamenti e dei livelli di falda misurati dagli estensimetri e dal piezometro P22 installati sul versante del Passo della Morte. (B) Spostamenti profondi registrati dall'inclinometro I22. Dati forniti dalla Protezione Civile Regionale del Friuli Venezia Giulia (Marcato et al., 2014).

Tre ulteriori estensimetri (EXT4, EXT5 e EXT6) sono stati installati sulla scarpata occidentale dello sperone calcareo (Fig. 4.10C). L'estensimetro EXT4 è stato posizionato a cavallo di un giunto di stratificazione che interseca la faglia F4 in corrispondenza della piega a ginocchio a contatto tra il BLOCCO1 e il BLOCCO3; mentre gli estensimetri EXT5 e EXT6 sono stati posizionati a cavallo di due giunti di strato all'interno, rispettivamente, del BLOCCO3 e del BLOCCO2, quest'ultimo proprio al di sopra della nicchia di distacco del crollo parietale del Marzo 2013. L'estensimetro EXT4 ha registrato uno spostamento cumulativo

di circa 20 mm nel periodo Maggio 2011–Gennaio 2014 (Fig. 4.11A). L'andamento degli spostamenti risulta *stepped*, con movimenti impulsivi lungo la discontinuità. Al contrario, gli estensimetri EXT5 e EXT6 non hanno misurato spostamenti significativi (Fig. 4.11A), cioè le misure acquisite sono al di sotto della precisione dello strumento (Teza et al., 2015).

Tre capisaldi GPS (PM17, PM19 e PM20) sono stati installati sul versante alla quota della ex strada statale (Fig. 4.10A). I capisaldi PM17 e PM19 non hanno misurato spostamenti; mentre il caposaldo PM20 ha registrato uno spostamento verso il basso in contropendenza di 3.5 cm. Tuttavia, questo caposaldo è stato installato su un blocco aggettante e conseguentemente può aver registrato un movimento retrogrado che non è rappresentativo della deformazione del versante (Marcato et al., 2014). Non sono disponibili informazioni circa le deformazioni registrate dai cavi TDR.

Un inclinometro (I22) ed un sensore piezometrico (P22) sono stati posizionati in un foro di perforazione lungo circa 100 m scavato in galleria con boccapozzo a livello del piano stradale (quota: 720 m s.l.m.; Fig. 4.10A, B). L'andamento delle deformazioni evidenziato dall'inclinometro, caratterizzato da spostamenti sub-centimetrici, non rivela la presenza di potenziali superfici di scivolamento (Fig. 4.11B). Il sensore piezometrico ha misurato le variazioni del livello di falda lungo tutto il periodo di monitoraggio (Fig. 4.11A). È stato individuato un livello di falda normalmente posizionato a -39 m dal boccapozzo. Il livello di falda aumenta rapidamente (in poche ore) in conseguenza di periodi piovosi, con successivo scarico in 2–3 giorni. Il livello di falda più elevato è stato raggiunto nel Novembre 2012 con un innalzamento fino a -23 m dal livello stradale (Fig. 4.11A).

Infine, emissioni acustiche (AE) sono state registrate da tre sensori installati in fori di perforazione sub-orizzontali scavati nella parte frontale del versante, alla quota della galleria stradale (Fig. 4.10A). Le emissioni acustiche sono state suddivise in tre diverse categorie sulla base dell'andamento degli eventi registrati, ovvero del numero di volte in un'ora (*Ring Down Count per hour*: RDC/h) che il segnale ha superato una soglia predeterminata di voltaggio (0.25 V) in relazione alla durata dell'evento registrato (Codeglia et al., 2017). Gli eventi del tipo A sono caratterizzati da valori di centinaia di RDC/h e sono stati registrati durante l'intero periodo di misura. Tali eventi non sono stati registrati simultaneamente da tutti e tre i sensori e sono stati relazionati a meccanismi locali di deformazione lungo singole discontinuità, generando emissioni acustiche a bassa energia che non si sono propagate agli altri sensori (Codeglia et al., 2017). Gli eventi del tipo B sono caratterizzati da valori di migliaia e decine di migliaia di RDC/h, hanno durata di pochi giorni e sono stati registrati da tutti i sensori, seppure con diversa energia. Tali eventi sono

stati associati a variazioni del livello di falda all'interno del versante (Fig. 4.12A). Gli eventi di tipo C hanno valori di decine e centinaia di migliaia di RDC/h, sono stati osservati durante il periodo invernale e sono stati attribuiti a movimenti lungo i giunti di strato causati dal carico della neve sulla superficie del versante (Fig. 4.12B). Non esiste tuttavia una correlazione con i dati di spostamento degli estensimetri EXT4–6. Infine, non sono state registrate emissioni acustiche durante terremoti con valore della magnitudo locale (M_L) compresa nell'intervallo $M_L = 2.5-3.8$ avvenuti nel concomitante periodo di misura (Codeglia et al., 2017).

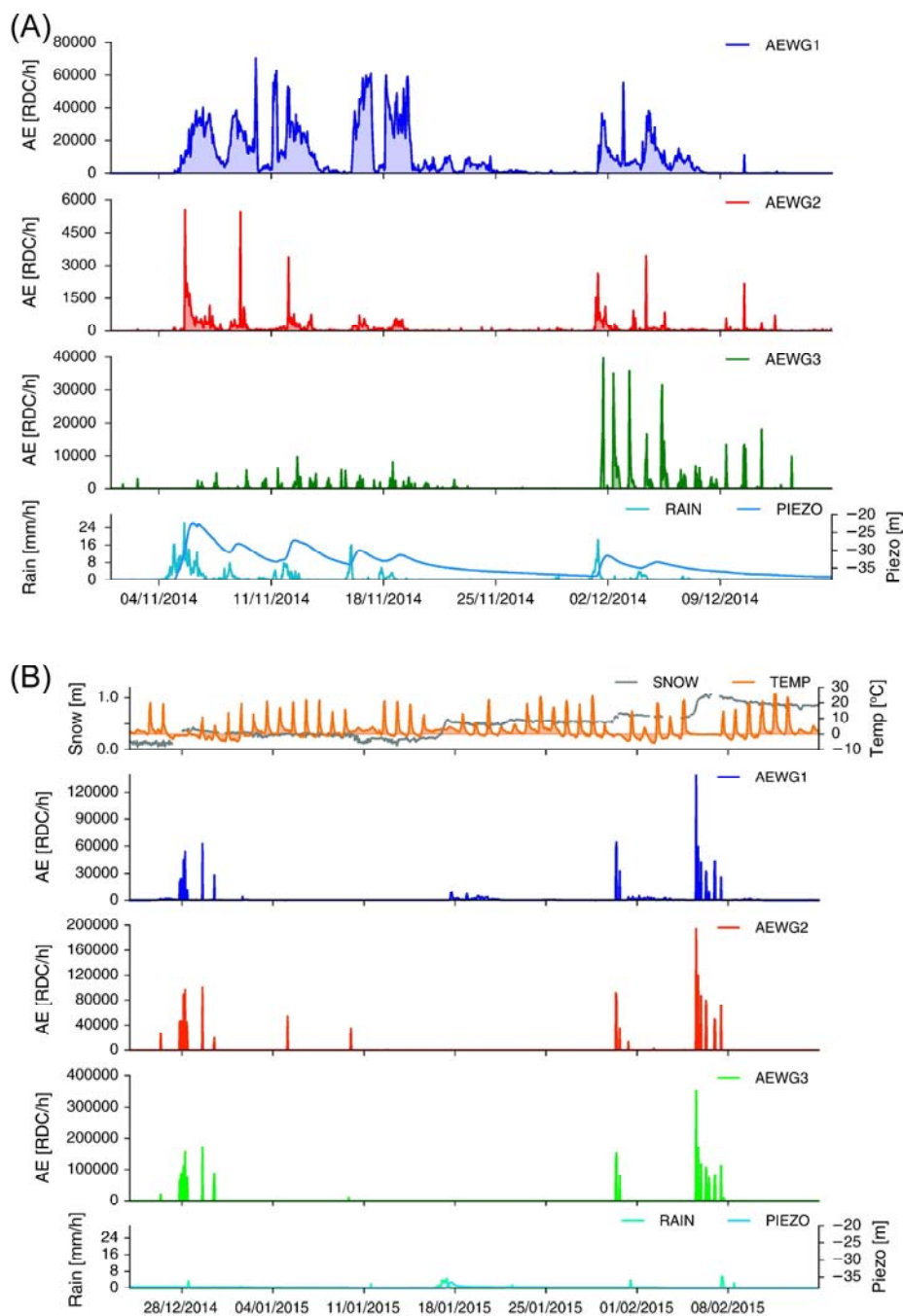


Fig. 4.12 (A) Eventi AE del tipo B registrati dai tre sensori installati sul versante del Passo della Morte (AEWG1–3) e relazionati alle altezze di pioggia (mm/h) e al livello piezometrico (m al di sotto del piano stradale). (B) Eventi AE del tipo C relazionati al carico da neve (m) e alla temperatura (°C) (modificato da Codeglia et al., 2017).

Sulla base dei dati di monitoraggio precedentemente riportati, è possibile fare le seguenti considerazioni:

1. Sulla base degli spostamenti misurati dall'estensimetro EXT4, la faglia F4 è effettivamente una superficie interna di scivolamento. L'entità e l'andamento degli spostamenti sono indicativi di un comportamento prevalentemente rigido dell'ammasso roccioso.
2. Gli spostamenti nulli misurati dagli estensimetri EXT5 e EXT6 dimostrano che non si verificano deformazioni lungo i giunti di stratificazione.
3. L'assenza di una superficie di scivolamento evidenziata dall'inclinometro I22 dimostra che le faglie inferiori che attraversano l'ammasso roccioso (faglie F2 e F7) non affiorano alla base del versante e che una potenziale superficie di rottura non si è ancora formata.
4. Come evidenziato dalle variazioni del livello di falda misurate dal piezometro P22, questa rimane sempre sufficientemente bassa da evitare l'insorgenza di forze di sollevamento lungo le faglie locali che rappresentano possibili superfici di scivolamento interne; e
5. La registrazione di emissioni acustiche dimostra l'occorrenza di rotture locali della roccia intatta o spostamenti lungo singole discontinuità che coinvolgono l'ammasso roccioso del Passo della Morte.

Capitolo 5

Il modello geomeccanico

Sulla base del contesto geologico e geomorfologico dell'area di studio (vedi Capitolo 3) e considerando le evidenze di campagna precedentemente descritte (vedi Capitolo 4), è stato possibile costruire un modello geomeccanico del versante del Passo della Morte. Tale modello definisce i blocchi rocciosi che possono essere coinvolti in un potenziale fenomeno di rottura del versante, includendo la stima dei volumi, l'identificazione delle superfici di rottura e l'individuazione del cinematismo di rottura. Inoltre, sono state fatte le prime valutazioni sulla condizione di stabilità del versante e sul rischio sia diretto che indiretto indotto da un possibile evento di frana.

5.1 Rottura progressiva del versante

I rigetti di faglia e le superfici striate riconosciute in sito, congiuntamente agli spostamenti registrati da un estensimetro (EXT4), sono prove cinematiche che dimostrano movimenti relativi tra i blocchi adiacenti che compongono il versante del Passo della Morte. A causa della loro persistenza, ridotta rugosità e orientazione, le faglie locali che attraversano l'ammasso roccioso rappresentano possibili superfici di scivolamento di blocchi instabili potenzialmente soggetti a rottura. Lo Sperone W è inoltre caratterizzato da giunti di stratificazione molto persistenti e ravvicinati e da un notevole numero di set di fratture (J1–J7). Alcuni di questi set (J3, J6 e J7 in Fig. 4.4C) sono stati individuati solo nello Sperone W e sono assenti in versanti calcarei nelle vicinanze che sono strutturalmente simili e considerati stabili (Sperone E). Gli aspetti sopracitati rappresentano un'importante evidenza geomeccanica di notevole fratturazione e suddivisione interna dell'ammasso roccioso investigato.

I rilievi in sito hanno dimostrato che l'intensità della fratturazione non è omogenea su tutto il versante e che questa si concentra al piede del versante (BLOCCO2), nelle zone di intersezione tra le faglie locali e alle estremità delle stesse (Figg. 4.3, 4.5). Il piede del versante è una zona critica dello sperone calcareo

poiché è caratterizzata da un netto cambio di inclinazione che induce una concentrazione dello stress (Fig. 3.7). Concentrazioni di stress si verificano anche in corrispondenza delle estremità delle discontinuità ed attorno a parti rigide di indentazione dell'ammasso roccioso dove gli spostamenti sono inibiti o vincolati, come alle intersezioni delle discontinuità. In queste zone, si verificano l'insorgenza, la propagazione e la coalescenza della fratturazione. Le osservazioni di campagna hanno evidenziato che l'ammasso roccioso localizzato in zone affette da un elevato stato tensionale (Figg. 4.3, 4.5, 4.6, 4.7) sono caratterizzate da una diffusa presenza di fratture di neo-formazione, ovvero gravitative. Tale evidenza dimostra che l'ammasso roccioso accumula localmente un elevato danneggiamento, favorendo lo sviluppo progressivo di nuove superfici interne di rottura e causando una generale perdita di resistenza. È interessante notare che la frana di crollo parietale del Marzo 2013 si è verificata nella porzione critica al piede del versante.

Tutte le evidenze riportate rappresentano la prova geomeccanica dell'esistenza di un fenomeno di rottura progressiva che coinvolge il versante del Passo della Morte. Le osservazioni di sito dimostrano che la condizione di stabilità del versante è critica, ovvero vicina alla condizione di equilibrio limite, e che lo Sperone W si sta progressivamente avvicinando al collasso. A prescindere da un calcolo più preciso del fattore di sicurezza (FS) del versante, effettuato successivamente, lo sperone calcareo è ancora in posto, quindi il suo fattore di sicurezza deve essere $FS \geq 1.00$. Ciò non di meno, il processo di rottura progressiva in atto suggerisce che la sua condizione di stabilità non può comunque essere significativamente superiore all'unità. Il comportamento meccanico globale del versante è principalmente governato dalla mutua interazione tra i blocchi secondari adiacenti, le cui condizioni cinematiche dipendono dalle caratteristiche delle discontinuità principali che attraversano l'ammasso roccioso.

La stratificazione ha una scarsa influenza sul comportamento meccanico del versante. Ciò è dimostrato dalle seguenti evidenze:

1. L'immersione dei giunti di strato (164° , in media) è obliqua rispetto alla potenziale direzione di scivolamento (205° – 220°).
2. Due estensimetri installati a cavallo dei giunti di strato (EXT5 e EXT6) non hanno registrato movimenti.
3. Le pieghe e la relativa ondulazione dei livelli rocciosi di calcare stratificato determina localmente un incremento della resistenza al taglio lungo e tra i giunti di strato, causato da un maggior grado di

incastrato degli strati calcarei e inibendo la dilatanza e gli spostamenti. Di conseguenza, sono richieste forze instabilizzanti maggiori per rompere a taglio o scavalcare le parti di roccia intatta.

Nonostante la loro elevata inclinazione (74°, in media), i giunti di strato rimangono sostanzialmente passivi rispetto al comportamento meccanico complessivo del versante. A prescindere da ciò, lo spessore limitato degli strati calcarei ha favorito e favorisce la formazione di giunti trasversali sub-ortogonali in zone dell'ammasso roccioso caratterizzate da elevato stato tensionale e basso confinamento, causando possibili fenomeni di ribaltamento e/o rotture per punzonamento (*buckling*) di singole lastre rocciose.

I blocchi secondari si comportano come distinte masse rocciose che interagiscono tra loro attraverso le discontinuità che li delimitano. I sotto-blocchi sono inoltre affetti da un danneggiamento interno causato da concentrazioni di stress che variano nel tempo e nello spazio in funzione degli spostamenti interni e della propagazione della fratturazione. Si prevede che la rottura del versante si verifichi attraverso la deformazione interna dei blocchi secondari (cioè corpi continui) che, a sua volta, è indotta dai movimenti relativi di un numero limitato di faglie locali (cioè elementi discontinui che delimitano i blocchi continui).

5.2 Scenari di rottura

I rilievi di campagna hanno accertato che le faglie locali con immersione verso SSE (set J7 in Fig. 4.4C) prevalgono nella parte occidentale dello sperone calcareo, mentre nella parte orientale sono predominanti le faglie che immergono verso W (set J3 in Fig. 4.4C). Considerando la geometria tri-dimensionale del versante, la maggior parte dei blocchi secondari individuati sono parzialmente o totalmente delimitati dalle superfici di faglia. Sulla base dell'orientazione e persistenza delle discontinuità principali che attraversano l'ammasso roccioso e della condizione strutturale dei blocchi secondari, sono stati identificati tre diversi scenari di rottura (Figg. 5.1, 5.2).

Scenario di rottura 1 (BLOCCO1)

Lo scenario di rottura 1 è associato al potenziale collasso del solo BLOCCO1, che coincide col blocco superiore dello Sperone W. Il BLOCCO1 è delimitato alla sua base da due piani piuttosto continui. Il piano basale occidentale coincide con la faglia F4 (165/45), mentre il piano basale orientale (260/40) coincide con una faglia appartenente al fascio individuato nella porzione orientale dello sperone calcareo (Figg. 5.1A, 5.2A). Questi due piani basali formano una linea di intersezione (217/32) che affiora alla faccia occidentale

del versante di poco sopra alla nicchia di distacco del crollo parietale del Marzo 2013 (Figg. 3.7, 5.2A). L'immersione della linea di intersezione dei due piani basali è prossima all'immersione della scarpata occidentale (220°), determinando quindi un tipico cinematismo di rottura a cuneo (Fig. 5.1B, 5.2A). Le faglie del Passo della Morte e del Rio Scluses rappresentano gli svincoli laterali/posteriori del BLOCCO1. Il volume calcolato di questa parte instabile superiore dello Sperone W è di circa 110000 m³.

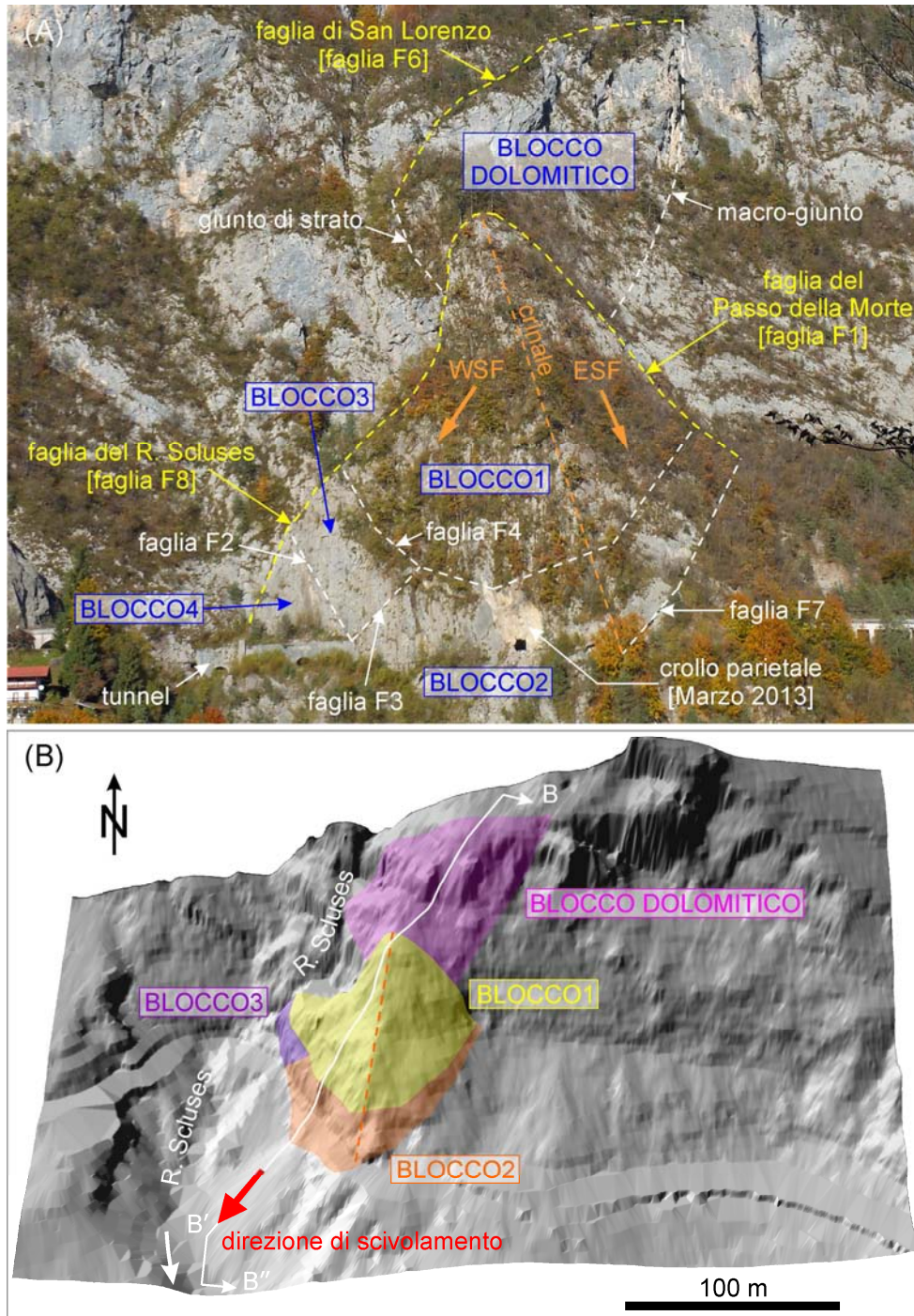


Fig. 5.1 (A) Individuazione delle faglie che delimitano i blocchi secondari che compongono il versante del Passo della Morte. (B) Identificazione dei blocchi instabili che possono essere coinvolti in un possibile fenomeno di crollo, in relazione ai tre scenari di rottura assunti.

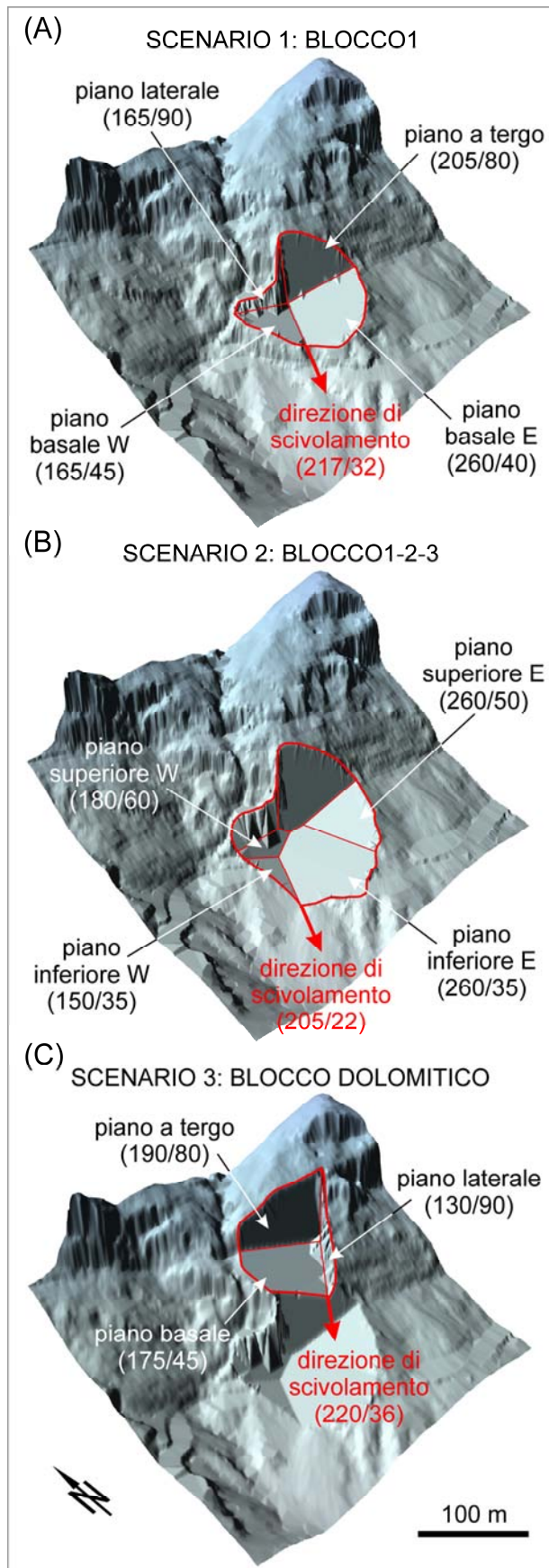


Fig. 5.2 Superfici di rottura 3D ipotizzate all'interno del versante instabile e associate al collasso di (A) BLOCCO1, (B) BLOCCO1-2-3, e (C) BLOCCO DOLOMITICO.

Scenario di rottura 2 (BLOCCO1-2-3)

Lo scenario di rottura 2 coinvolge una porzione più grande e profonda dello sperone, formata dall'assemblaggio di: BLOCCO1, BLOCCO2 e BLOCCO3. Come per lo scenario 1, le faglie del Passo della Morte e del Rio Scluses sono gli svincoli laterali/posteriori di questo multi-blocco instabile. La superficie di scivolamento basale ha una geometria complessa, multi-planare, e non è completamente formata. Infatti, questa parte instabile di versante è delimitata alla base da tre faglie locali che non affiorano al piede del versante (Figg. 5.1A, 5.2B). Sul lato occidentale, la faglia F2 (180/60) delimita il multi-blocco instabile nella sua parte più interna, mentre sul lato orientale sono stati identificati due piani basali: uno superiore (260/50) e uno inferiore (faglia F7: 260/35). Le faglie F2 e F7 terminano in corrispondenza del BLOCCO2 al piede del versante, senza tuttavia affiorare alla faccia occidentale del versante (Fig. 5.1A). Tale evidenza di superficie è confermata dai dati dell'inclinometro I22, il quale non ha rilevato la presenza di una superficie di rottura in profondità. Di conseguenza, la potenziale superficie di rottura del multi-blocco non è completamente formata e il BLOCCO2 rappresenta una parte resistente di ammasso roccioso al piede del versante. Il collasso può avvenire solo attraverso la formazione di una nuova superficie di rottura all'interno del BLOCCO2. Il volume del multi-blocco coinvolto nello scenario 2 (BLOCCO1-2-3) è stato stimato prendendo in considerazione una superficie di rottura 3D completamente formata definita da due possibili piani di rottura nella parte più esterna del BLOCCO2. Il volume instabile è stato valutato in 200000 m³. La geometria complessa della superficie di scivolamento basale determina un cinematismo di rottura a cuneo. Considerando l'orientazione delle faglie pre-esistenti e dei piani di neo-formazione, la direzione principale di scivolamento è 205/22, la quale risulta ancora una volta prossima a quella della scarpata occidentale dello sperone (Figg. 5.1B, 5.2B).

Scenario di rottura 3 (BLOCCO DOLOMITICO)

Lo scenario di rottura 3 considera una potenziale rottura di versante retrogressiva che coinvolge un blocco costituito da calcare dolomitico massiccio (BLOCCO DOLOMITICO) che si trova alle spalle dello Sperone W (Fig. 5.1). Infatti, il possibile crollo dello sperone calcareo determinerebbe una brusca modifica nella geometria del versante. Considerando la presenza di faglie continue (F5 e F6 in Fig. 3.7) che possono agire da svincoli a tergo, la perdita del contributo resistente al piede offerto dallo Sperone W potrebbe causare una destabilizzazione di un blocco retrostante. A causa della morfologia del versante, la potenziale rottura retrogressiva potrebbe avvenire per entrambi gli scenari di rottura che coinvolgono lo sperone calcareo, cioè

sia per il collasso del BLOCCO1, sia per quello del multi-blocco (BLOCCO1-2-3). A causa delle difficili condizioni di operatività in sito, la geometria 3D del BLOCCO DOLOMITICO è stata determinata sulla base della morfologia del versante e dell'assetto strutturale delle scarpate rocciose costituite da calcare dolomitico massiccio (Figg. 5.1A, 5.2C). Questo blocco potenzialmente instabile è delimitato a tergo dalla faglia di San Lorenzo (190/80; F6 in Fig. 3.7); mentre lo svincolo laterale orientale è rappresentato da un macro-giunto che attraversa l'ammasso roccioso adiacente alla nicchia di distacco della frana del Clap di Lavres (Fig. 5.1A). Il limite laterale occidentale è costituito da una superficie libera in direzione dell'impluvio del Rio Scluses. Sebbene non sia stato possibile identificare con certezza la superficie basale di scivolamento, questa è stata assunta al fine di massimizzare il volume del crollo retrogressivo. Quindi, la superficie di scivolamento basale è rappresentata da un giunto di strato in calcare dolomitico massiccio che ha la stessa orientazione (175/45) di un piano di strato effettivamente misurato nella nicchia di distacco ad est dello Sperone W. La faglia di Caprera (F5 in Fig. 3.7) suddivide l'intero blocco instabile in due sotto-blocchi adiacenti. Il limite orientale del BLOCCO DOLOMITICO rappresenta un vincolo cinematico che determinerebbe un cinematismo di rottura a cuneo particolarmente asimmetrico (Figg. 5.1B, 5.2C). La potenziale direzione di scivolamento coincide con la linea di intersezione tra il piano basale e il limite orientale (220/36). Il volume della potenziale rottura retrogressiva è stato stimato in 135000 m³.

Le condizioni strutturali del BLOCCO4 sono tali da non suggerire un suo possibile coinvolgimento in un fenomeno di crollo: il suo grado di danneggiamento è modesto e non sono state individuate possibili superfici di rottura alla base. Lo scenario di rottura meno gravoso è lo scenario 1, coincidente al collasso del solo BLOCCO1. Lo scenario di rottura peggiore è invece associato ad una rottura retrogressiva a due stadi che coinvolge un collasso iniziale del BLOCCO1-2-3 seguito dal collasso del BLOCCO DOLOMITICO. In questo caso, il volume complessivo di frana ammonta a 335000 m³.

5.3 Scenario di rischio a cascata

La condizione di stabilità critica del versante del Passo della Morte può evolvere in un collasso dello sperone calcareo. La probabilità di accadimento di un evento di frana (cioè, la pericolosità) è quindi alta. In ragione della presenza della ex S.S. e delle opere ad essa correlata (galleria), e soprattutto della presenza di un edificio civile nelle vicinanze del versante instabile (Figg. 3.1, 3.10A), sussiste un evidente rischio da frana di

tipo diretto. Oltre all'identificazione del rischio diretto, è necessario analizzare un potenziale evento di frana in relazione all'attuale assetto morfologico della valle, valutando la possibile interazione tra il materiale di crollo e lo specifico sistema idrografico costituito dal R. Scuses e dal F. Tagliamento (Fig. 5.3). A causa della potenziale direzione di scivolamento dei blocchi instabili (Fig. 5.2), è lecito attendersi che il materiale di crollo si possa propagare in direzione del solco del R. Scuses e, incanalatosi lungo lo stretto impluvio, possa raggiungere il fondovalle ostruendo il corso del F. Tagliamento. Il materiale detritico potrebbe così formare una diga di frana, generando un lago a tergo dello sbarramento. La formazione di un lago di sbarramento rappresenta una potenziale fonte di rischio, sia a monte che a valle della sezione di sbarramento (Fig. 5.3). A monte, va valutata l'entità dell'invaso (volume, superficie e lunghezza) ed i possibili effetti di un'inondazione. Inoltre, un eventuale collasso della diga di frana potrebbe causare l'innesco di un'onda di piena che si propagherebbe lungo la valle del F. Tagliamento, costituendo un fattore di rischio per i centri abitati e le infrastrutture poste a valle. La problematica di stabilità del versante studiata si riconduce quindi ad una tipica analisi di rischio a cascata (o multi-rischio), in cui deve essere valutata una sequenza temporale di possibili effetti indesiderati indotti da un'unica causa scatenante rappresentata da un fenomeno di crollo in roccia.

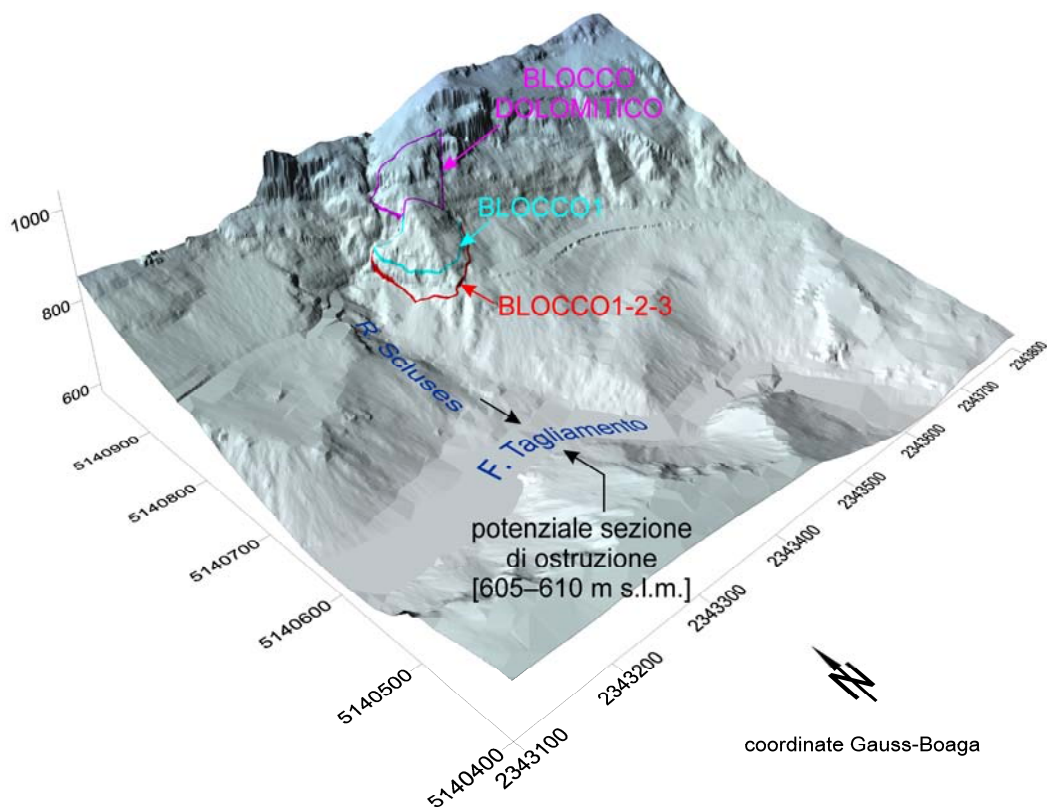


Fig. 5.3 La superficie topografica in coincidenza della confluenza tra R. Scuses e F. Tagliamento. Sono indicati la sezione di potenziale occlusione della valle in caso di rottura del versante i blocchi instabili associati ai tre scenari di crollo individuati.

Capitolo 6

Analisi di stabilità del versante col Metodo dell'Equilibrio Limite (LEM)

Alcune analisi di stabilità preliminari del versante del Passo della Morte sono state condotte adottando il Metodo dell'Equilibrio Limite (LEM), sia in 2D (vedi sez. 6.1) che 3D (vedi sez. 6.2).

6.1 Analisi 2D

Le analisi 2D sono state fatte considerando la sezione di riferimento parallela alla potenziale direzione di scivolamento e passante per il culmine dello Sperone W (sez. B-B"; Fig. 3.11). È stato utilizzato il codice commerciale SLOPE/W (Geo-Slope International Ltd., 2016). Il fattore di sicurezza (FS) del versante in 2D è stato inizialmente calcolato in condizioni statiche asciutte (vedi sez. 6.1.1). Successivamente, ulteriori verifiche di stabilità sono state effettuate per l'analisi dei fattori di innesco critici, quali piogge intense/prolungate (vedi sez. 6.1.2) e sollecitazione sismica (vedi sez. 6.1.3). Il valore del fattore di sicurezza è stato determinato utilizzando il metodo di calcolo di Morgenstern-Price (Morgenstern e Price, 1965). Quest'ultimo differisce da altri metodi di calcolo per alcune assunzioni alla base delle equazioni risolventi per rendere il problema staticamente determinato (in particolare, relativamente alle forze interconco). Il metodo di Morgenstern-Price soddisfa l'equilibrio sia ai momenti che alle forze.

Sono stati analizzati i due scenari di rottura che coinvolgono lo sperone calcareo, ovvero il blocco superiore (scenario 1: BLOCCO1) e il più grande multi-blocco (scenario 2: BLOCCO1-2-3). Per entrambi gli scenari di rottura, sono state considerate due unità geomeccaniche (Fig. 6.1): (1) il substrato; e (2) il rispettivo blocco instabile. Il substrato è stato modellato come materiale "impenetrabile", in quanto le sue caratteristiche resistenti non rientrano nel calcolo del fattore di sicurezza.

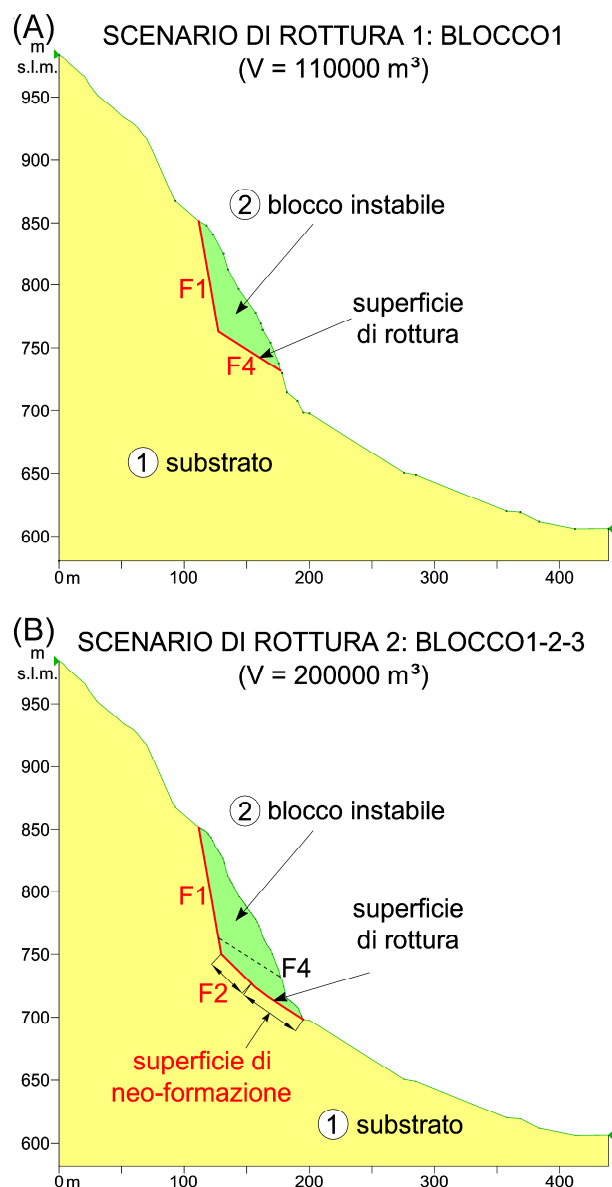


Fig. 6.1 Sezioni di calcolo adottate nelle analisi di stabilità LEM del versante del Passo della Morte, relative all'ipotesi di (A) crollo più piccolo e (B) rottura più profonda. Si veda la Fig. 3.11 per la traccia della sezione.

La geometria della superficie di rottura è assunta nota sulla base del modello geomeccanico definito per entrambi gli scenari di rottura (vedi Capitolo 5). Quindi, per ogni scenario, i valori calcolati di FS sono riferiti alla medesima superficie di rottura. Per il BLOCCO1, la superficie di rottura 2D è formata dall'intersezione tra la faglia a tergo F1 e la faglia alla base F4 (Fig. 6.1A). Per il BLOCCO1-2-3, la superficie di scivolamento è negli effetti solo parzialmente enucleata dalla connessione delle faglie F1 e F2, poiché quest'ultima non affiora al piede del versante (Fig. 5.1). Il collasso del versante è consentito solo per mezzo della formazione di una superficie di rottura all'interno dell'ammasso roccioso resistente al piede del versante (BLOCCO2). Tuttavia, l'approccio di calcolo all'Equilibrio Limite richiede una superficie di rottura

completamente formata e continua che fuoriesca alla faccia inferiore del versante. Di conseguenza, tale superficie di neo-formazione è assunta con geometria tale da connettere l'estremità inferiore della faglia F2 con il profilo topografico in coincidenza della marcata variazione di inclinazione al piede del versante (Fig. 6.1B). La superficie di scivolamento associata all'ipotesi di crollo più profondo è dunque formata dall'unione di tre tratti principali: la faglia F1 a tergo e, alla base, la faglia F2 e la superficie di neo-formazione al piede del versante.

È importante notare che, per le assunzioni alla base del metodo di calcolo (in particolare, ipotesi di corpo rigido e comportamento elastico-perfettamente plastico), nelle analisi di stabilità all'equilibrio limite non è possibile tener conto della presenza di discontinuità all'interno della massa instabile e di possibili deformazioni/spostamenti a queste associate. Il fattore di sicurezza del versante è stato calcolato in funzione delle caratteristiche di resistenza al taglio della superficie di rottura, definite secondo il criterio di Mohr-Coulomb. I valori dei parametri caratteristici di resistenza al taglio alla M-C (angolo d'attrito φ e coesione c) delle faglie locali che delimitano i blocchi instabili sono di difficile determinazione, data la notevole dimensione ed eterogeneità morfologica delle superfici di faglia (vedi Capitolo 4). Sulla base dei parametri geomeccanici ottenuti con la caratterizzazione di Barton-Bandis (Tabella 4.3) e al fine di valutare l'influenza dell'angolo di attrito delle faglie sulla stabilità dei blocchi, sono stati assunti tre valori di riferimento: $\varphi = 25^\circ$, $\varphi = 30^\circ$, e $\varphi = 35^\circ$. È importante ricordare che, adottando l'approccio di calcolo all'Equilibrio Limite, il valore dell'angolo d'attrito è lo stesso per tutte le faglie che costituiscono la superficie di rottura.

6.1.1 Condizioni asciutte

Il fattore di sicurezza è stato inizialmente calcolato assumendo un contributo resistivo della superficie di rottura esclusivamente di tipo attritivo, cioè con coesione nulla. Per il BLOCCO1 e per i tre valori di riferimento assunti dell'angolo di attrito, il fattore di sicurezza è, rispettivamente: $FS = 0.47$, $FS = 0.58$, e $FS = 0.70$. Per il BLOCCO1-2-3, i valori del fattore di sicurezza sono, rispettivamente: $FS = 0.40$, $FS = 0.49$, e $FS = 0.59$. Questi valori di FS sono tutti notevolmente inferiori alla condizione di equilibrio limite ($FS = 1.00$) e sono chiaramente incoerenti alle evidenze di sito, per entrambi gli scenari. Ovvero, i valori del fattore di sicurezza non sono rappresentativi della condizione di stabilità del versante, il quale risulta essere in posto ($FS \geq 1.00$). In base alle analisi LEM 2D, il solo contributo attritivo di resistenza al taglio della superficie di rottura non è sufficiente per ottenere l'effettiva condizione di stabilità del versante.

Di conseguenza, sono state condotte delle analisi parametriche (o di sensitività) finalizzate alla stima del valore della coesione equivalente della superficie di rottura richiesto per raggiungere una condizione di stabilità del versante coerente con le evidenze di sito. A tal fine, è stato definito aprioristicamente un intervallo plausibile del fattore di sicurezza del versante. Posto il limite inferiore dell'intervallo pari a $FS = 1.00$, è stato scelto arbitrariamente un limite superiore pari a $FS = 1.15$. Quest'ultimo valore è inteso essere non molto superiore all'unità e quindi potenzialmente rappresentativo dello stato di deformazione e danneggiamento dell'ammasso roccioso investigato. A prescindere dalla scelta aprioristica di un valore "corretto" del fattore di sicurezza, l'obiettivo delle analisi parametriche è unicamente quello di definire un ordine di grandezza della coesione equivalente necessaria per ottenere una condizione di stabilità coerente alle evidenze di campagna. Pertanto, nelle analisi di sensitività, sono state definite le possibili coppie dei parametri resistenti alla Mohr-Coulomb (c e φ) della superficie di rottura richieste per ottenere un valore del fattore di sicurezza compreso tra 1.00 e 1.15. A partire dai tre valori assunti dell'angolo di attrito, sono stati calcolati i corrispondenti valori della coesione equivalente richiesta, per entrambi gli scenari di rottura ipotizzati.

Il diagramma di Fig. 6.2 mostra le aree all'interno delle quali si trovano le diverse possibili coppie di c e φ della superficie di rottura che permettono di ottenere un valore del fattore di sicurezza compreso tra 1.00 e 1.15, per entrambe le condizioni di rottura indagate.

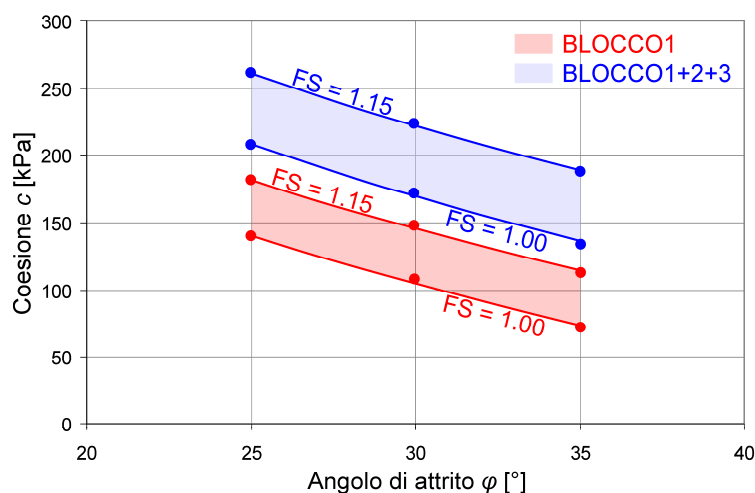


Fig. 6.2 Possibili coppie dell'angolo d'attrito e della coesione della superficie di rottura calcolate con SLOPE/W che permettono di ottenere un valore di FS compreso tra 1.00 e 1.15, per entrambe le ipotesi di crollo.

Per l'ipotesi di crollo più piccolo (BLOCCO1), la coesione equivalente richiesta varia tra circa 70 kPa e 180 kPa, in funzione del valore assunto dell'angolo d'attrito. Per la rottura più profonda (BLOCCO1-2-3), i

valori della coesione equivalente variano tra circa 135 kPa e 260 kPa. Il secondo scenario di rottura risulta essere più critico, in quanto è richiesta una coesione più alta per ottenere uno stesso valore di FS. Inoltre, per un intervallo relativamente ampio dell'angolo d'attrito (10°), i valori corrispondenti della coesione variano per le singole curve di FS entro un intervallo di circa 70 kPa, per entrambe le geometrie analizzate. Ciò evidenzia il notevole peso della coesione sul contributo resistivo della superficie di rottura.

6.1.2 Precipitazioni intense e/o prolungate

Lo studio dell'influenza delle precipitazioni sulla stabilità del versante è stato condotto sulla base dell'assetto idrogeologico del versante del Passo della Morte (vedi sez. 3.4). In funzione delle caratteristiche di apertura ed interconnessione dei giunti, la circolazione idrica all'interno dell'ammasso roccioso può determinare l'insorgenza di sovrappressioni idrauliche in coincidenza dei piani di frattura. Il fattore di sicurezza del versante può diminuire nell'eventualità in cui si originino sovrappressioni idrauliche in direzione sfavorevole alla stabilità lungo le potenziali superfici di rottura che delimitano i volumi rocciosi instabili. Considerando le incertezze relative alle caratteristiche del reticolo fessurativo, in particolare all'apertura e all'interconnettività delle discontinuità, le reali condizioni idrauliche del versante sono di difficile determinazione.

Le misure acquisite dal piezometro P22 hanno dimostrato che un'eventuale risalita della falda lungo le fratture dell'ammasso roccioso a seguito di eventi di pioggia intensi o prolungati non sarebbe comunque in grado di causare la formazione di sovrappressioni idrauliche in coincidenza delle potenziali superfici di scivolamento individuate (vedi sez. 4.6). Il Rio Scuses rappresenta invece un importante elemento di raccolta delle acque di precipitazione e, in coincidenza del contatto tettonico a tergo della porzione instabile di versante, esso costituisce una via preferenziale di flusso e/o accumulo idrico all'interno dell'ammasso roccioso (Fig. 3.8). Non è dunque da escludere che lungo questo tratto del Rio Scuses si possano creare delle sovrappressioni idrauliche nella forma di spinte idrostatiche che agiscono in direzione sfavorevole alla stabilità (in sezione, da sinistra a destra) ed ortogonalmente al piano della discontinuità stessa. Nelle verifiche di stabilità, è stato considerato uno schema di calcolo semplificato rappresentativo di possibili condizioni idrauliche del versante, in cui si tiene conto di quattro diverse distribuzioni triangolari delle pressioni idrostatiche agenti lungo la faglia F1 (Fig. 6.3). Ogni singola configurazione fa riferimento ad una specifica altezza della colonna d'acqua accumulatasi a tergo del blocco instabile. Rispetto all'altezza del versante ($H = 100$ m), sono state considerate delle altezze della colonna d'acqua (h) pari a $H/8$, $H/4$, $H/3$ e $H/2$, a partire dal punto di intersezione tra le faglie F1 e F2.

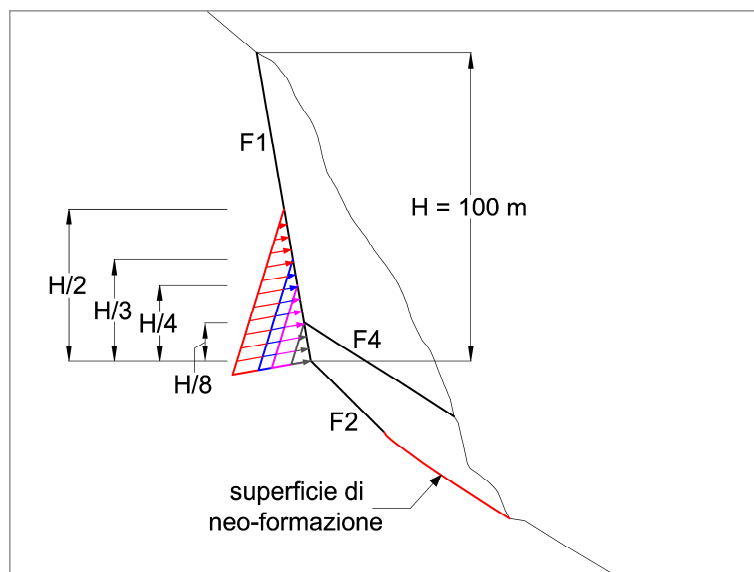


Fig. 6.3 Distribuzioni triangolari della spinta idrostatica agente lungo la faglia F1, per le diverse altezze della colonna d'acqua assunte nelle verifiche di stabilità.

Nelle verifiche di stabilità, è stata valutata l'entità della diminuzione di FS in funzione delle diverse distribuzioni della spinta idrostatica e a partire da una condizione di stabilità iniziale del versante in configurazione asciutta riferita all'intervallo di FS precedentemente definito ($FS_i = 1.00-1.15$). I risultati delle analisi idrostatiche evidenziano una diminuzione non lineare di FS al crescere dell'altezza della colonna d'acqua h , per entrambe le ipotesi di crollo (Fig. 6.4). Per il BLOCCO1, FS diminuisce in percentuale del 2%, 4% e 13% per altezze h pari a $H/4$, $H/3$ e $H/2$, rispettivamente. Per il BLOCCO1-2-3, FS diminuisce in percentuale dell'1%, 3%, 6% e 13% rispetto alla condizione iniziale asciutta, per altezze h pari a $H/8$, $H/4$, $H/3$ e $H/2$, rispettivamente. Le percentuali di diminuzione di FS per i due casi sono molto simili. È importante inoltre segnalare che, per una condizione iniziale di stabilità prossima o coincidente al limite superiore dell'intervallo definito del fattore di sicurezza ($FS_i = 1.15$), il versante non giungerebbe al collasso neanche per la configurazione più gravosa assunta di spinta idrostatica. Viceversa, per una condizione di stabilità iniziale coincidente o prossima a quella limite ($FS_i = 1.00$), la configurazione meno gravosa assunta della spinta idrostatica sarebbe già sufficiente per innescare il collasso del versante. L'area tratteggiata in Fig. 6.4 rappresenta il campo delle possibili combinazioni del fattore di sicurezza iniziale (FS_i per $h = 0$) e dell'altezza della colonna d'acqua a tergo del versante instabile (h) che determinerebbero un collasso. Quest'area è minore rispetto alla complementare rappresentata da combinazioni di FS_i e h che forniscono condizioni stabili. Ovvero, le combinazioni che garantiscono la stabilità in condizioni di spinta idrostatica sono in numero maggiore rispetto a quelle che determinerebbero il collasso.

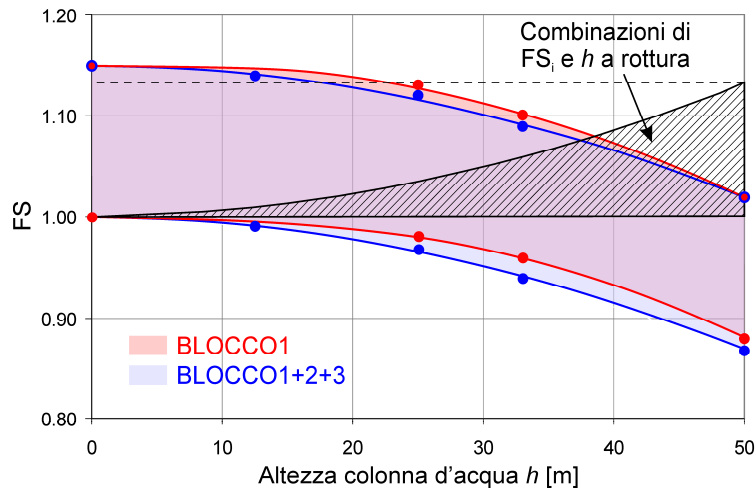


Fig. 6.4 Variazioni del fattore di sicurezza calcolato con SLOPE/W per diverse distribuzioni delle pressioni idrostatiche agenti lungo la faglia F1 a tergo della porzione instabile di versante.

Nel complesso, lo studio dell'influenza delle pressioni idrostatiche sulla stabilità del versante dimostra che le precipitazioni possono rappresentare, qualitativamente, un potenziale fattore di innesco di un evento di crollo. Tuttavia, considerando le incertezze sulle reali condizioni idrauliche del versante, è alquanto complicato relazionare le distribuzioni delle spinte idrostatiche assunte nelle analisi con le altezze di pioggia attese per l'area in esame. Risulta dunque difficile, se non impossibile, prevedere un evento di pioggia di progetto in grado di innescare, in funzione delle condizioni idrauliche del versante, il collasso dello sperone roccioso.

6.1.3 Evento sismico

Le analisi in condizioni sismiche sono state condotte al fine di valutare gli effetti sulla stabilità del versante di possibili eventi sismici con caratteristiche attese per il sito in esame. L'approccio di calcolo all'Equilibrio Limite consente di valutare la stabilità del versante in condizioni sismiche mediante un'analisi statica equivalente. In tale analisi, la sollecitazione sismica viene considerata mediante l'applicazione di accelerazioni permanenti che creano forze inerziali agenti in direzione orizzontale e/o verticale sul baricentro della massa instabile (centroide del singolo concio). Le forze inerziali sono direttamente proporzionali ai coefficienti sismici adimensionali orizzontale k_h e verticale k_v , i quali rappresentano una percentuale di g . Nelle analisi del versante del Passo della Morte, la sollecitazione sismica è stata considerata a partire dalla definizione dei valori di pericolosità sismica di riferimento per il sito di interesse estrapolati dalla MPS04 (vedi par. 3.5).

Sono stati considerati i valori attesi di PGA al suolo al 50° percentile per alcune specifiche frequenze annuali di superamento (Tabella 6.1).

Tabella 6.1 Valori di PGA al 50° percentile adottati nelle verifiche di stabilità in condizioni sismiche del versante del Passo della Morte.

PGA [g]	Frequenza annuale di superamento λ	Probabilità di eccedenza in 50 anni P_{Vr}	Periodo di ritorno Tr [anni]
0.415	0.0004	2%	2475
0.287	0.0010	5%	975
0.213	0.0021	10%	475
0.147	0.0050	22%	201
0.124	0.0071	30%	140
0.106	0.0099	39%	101
0.090	0.0139	50%	72
0.074	0.0200	63%	50
0.056	0.0333	81%	30

Il fattore di sicurezza del versante in condizioni sismiche è stato calcolato a partire dall'intervallo di FS definito aprioristicamente sulla base delle evidenze geomeccaniche acquisite in sito ($FS = 1.00-1.15$). Sono stati assunti differenti valori del coefficiente sismico orizzontale k_{hr} , pari ai valori attesi di PGA al sito (Tabella 6.1). Le accelerazioni verticali sono state considerate mediante l'applicazione del coefficiente sismico verticale k_v , di entità proporzionale a quello orizzontale k_{hr} . In particolare, per ogni valore di PGA assunto, è stato considerato un valore del coefficiente sismico verticale pari a $k_v = 0$, $k_v = 1/2 \times k_{hr}$, $k_v = 2/3 \times k_{hr}$ e $k_v = k_{hr}$.

Il fattore di sicurezza del versante diminuisce in maniera non-lineare all'aumentare dell'accelerazione sismica, in percentuale più alta per i valori più bassi di PGA (Fig. 6.5). Per un valore del fattore di sicurezza iniziale coincidente alla condizione limite ($FS_i = 1.00$), un'accelerazione del terreno caratterizzata da una PGA di riferimento pari a 0.056 g (la più piccola assunta, $Tr = 30$ anni) determina il collasso del versante, anche in assenza di accelerazione verticale ($k_v = 0$) e per entrambi gli scenari di rottura (Fig. 6.5A). Per un valore di FS_i pari a 1.15 e in assenza di accelerazione verticale, il versante giunge a rottura in conseguenza di una sollecitazione sismica caratterizzata da un valore di PGA = 0.124 g ($Tr = 140$ anni) per il BLOCCO1 e PGA = 0.147 g ($Tr = 201$ anni) per il BLOCCO1-2-3 (Fig. 6.5A).

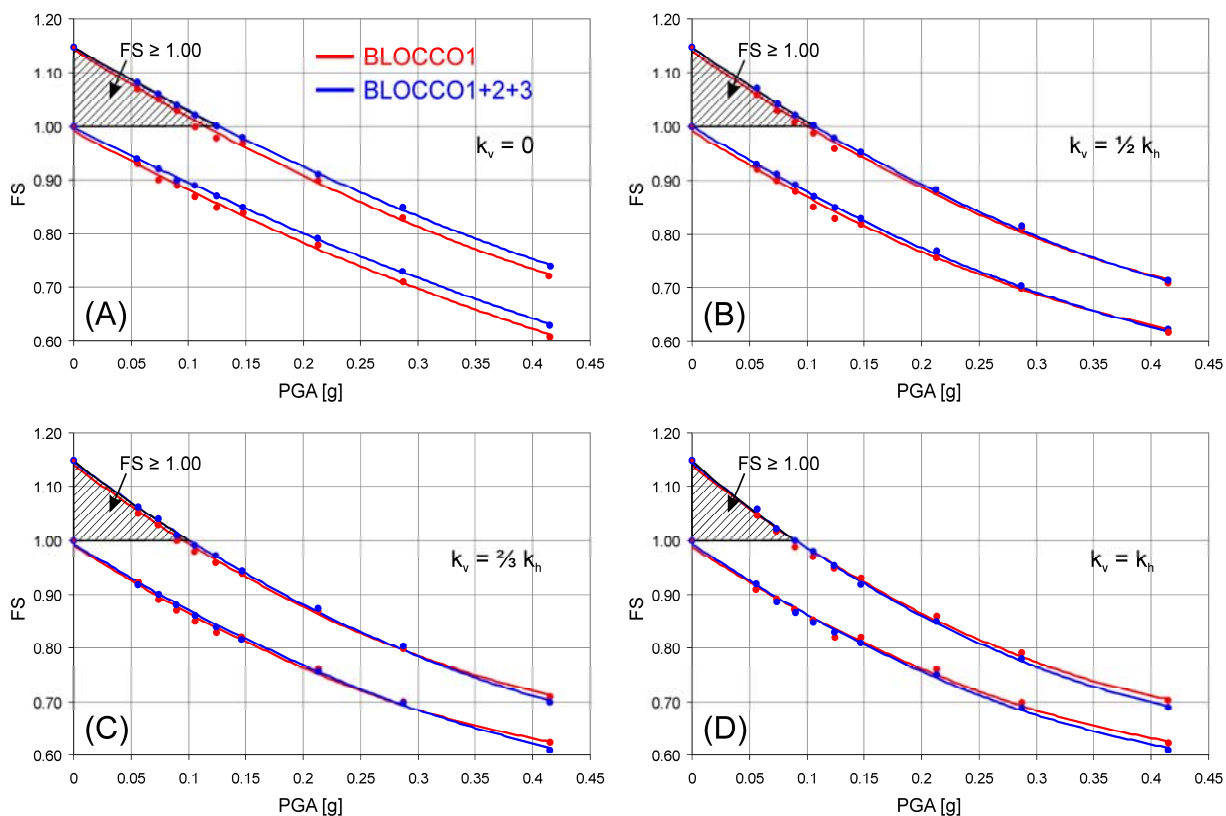


Fig. 6.5 Variazioni del fattore di sicurezza calcolato con SLOPE/W per i diversi valori di PGA assunti e per valori del coefficiente sismico verticale pari a: (A) $k_v = 0$, (B) $k_v = 1/2 \times k_h$, (C) $k_v = 2/3 \times k_h$ e (D) $k_v = k_h$.

L'accelerazione sismica verticale risulta avere, come atteso, un'influenza sulla determinazione della soglia di PGA di progetto che causa il collasso del versante. Facendo riferimento a una condizione iniziale di stabilità pari a $FS = 1.15$, a parità di coefficiente sismico orizzontale k_h , la diminuzione percentuale di FS per i tre valori assunti di k_v è mediamente pari a: -1.5% , -2.5% e -3.5% (Fig. 6.5B, C, D). Sebbene tali valori sembrano piccoli in termini assoluti, essi determinano in realtà una riduzione del valore della PGA di soglia che determina il collasso. Infatti, per $k_v = 1/2 \times k_h$ il collasso avviene per valori di PGA pari a 0.106 g per il BLOCCO1 e 0.124 g per il BLOCCO1-2-3. Per $k_v = 2/3 \times k_h$ il collasso avviene per una PGA di 0.106 g ($Tr = 101$ anni) in entrambi gli scenari. Infine, per $k_v = k_h$ il collasso avviene per valori di PGA pari a 0.090 g ($Tr = 72$ anni) per il BLOCCO1 e 0.106 g per il BLOCCO1-2-3. Le aree tratteggiate in Fig. 6.5 rappresentano i campi dei valori di FS superiori a 1.00, quindi associati a condizioni iniziali del versante del versante per cui la sollecitazione sismica non è stata sufficientemente forte da determinarne il collasso. Si noti la riduzione dell'area tratteggiata per valori crescenti dell'accelerazione sismica verticale, a testimonianza della notevole influenza del coefficiente sismico verticale.

Nel complesso, lo studio degli effetti di un possibile evento sismico con caratteristiche attese per il sito sulla stabilità del versante del Passo della Morte ha dimostrato che un sisma costituisce un potenziale fattore di innesco di un evento di crollo. Risulta comunque molto complicato relazionare i valori soglia della PGA responsabili del collasso del versante con il terremoto di progetto caratterizzato in termini di magnitudo e distanza dal sito. Infatti, uno stesso valore di PGA al sito può essere determinato da terremoti con significative differenze tra loro in termini di magnitudo e distanza. È quindi sostanzialmente impossibile affermare che il versante possa collassare a causa di un terremoto meno intenso ma più vicino o, viceversa, più lontano ma più forte.

6.2 Analisi 3D

Le analisi di stabilità 3D del versante del Passo della Morte sono state condotte adottando un classico approccio vettoriale come proposto da Hoek e Bray (1981). Le tipiche analisi di rottura a cuneo considerano un blocco instabile delimitato da 4 o al massimo 5 piani di delimitazione: i due piani basali, la faccia del versante, la superficie superiore del versante, più un'eventuale piano di trazione a tergo (*tension crack*). Tuttavia, il versante investigato è negli effetti un blocco poliedrico con due facce del versante e due piani intersecanti posteriori. Inoltre, il multi-blocco instabile (BLOCCO1-2-3) è caratterizzato da una superficie basale molto complessa, costituita da quattro diversi piani basali. Poiché nessun strumento di calcolo o codice commerciale basato sul LEM è in grado di considerare una geometria del blocco instabile così irregolare, è stata utilizzata una soluzione analitica semplificata per il calcolo del fattore di sicurezza tri-dimensionale.

Secondo l'approccio di Hoek-Bray (1981), i piani di delimitazione del blocco instabile sono considerati come giunti planari e persistenti e la direzione di scivolamento del cuneo è parallela alla linea di intersezione dei due piani basali. Ciò implica che la forza di taglio mobilizzante sia rappresentata dalla componente della forza peso del blocco agente lungo la linea di intersezione; mentre le forze di taglio resistenti dipendono dalle reazioni normali ai due piani basali. L'equazione risolvibile utilizzata per il calcolo di FS considera la forza di attrito come unica componente di resistenza al taglio offerta dai piani basali. Questi ultimi hanno lo stesso valore dell'angolo di attrito. L'approccio utilizzato per calcolare il fattore di sicurezza del cuneo è indubbiamente semplicistico perché non considera la geometria effettiva del blocco instabile. Nonostante ciò, i valori calcolati di FS devono essere considerati come valori approssimati che possono essere comparati con

i rispettivi valori ottenuti dalle analisi LEM 2D. Nelle analisi 3D, è stata valutata la condizione di stabilità del versante nella sola configurazione asciutta.

Per lo scenario di rottura 1, il fattore di sicurezza del BLOCCO1 è: $FS = 0.83$, $FS = 1.02$, e $FS = 1.24$, per i tre valori dell'angolo di attrito assunti per i piani basali. Per lo scenario di rottura 2, il fattore di sicurezza del BLOCCO1-2-3 è: $FS = 0.96$, $FS = 1.19$, e $FS = 1.44$, rispettivamente. I valori del fattore di sicurezza variano quindi in un intervallo piuttosto ampio, specialmente per lo scenario 2. Ciò è causato dall'utilizzo di una soluzione analitica semplificata per il calcolo di FS. Per entrambi gli scenari di rottura, solo poche configurazioni sono rappresentative della effettiva condizione di stabilità del versante, poiché il fattore di sicurezza non può ragionevolmente essere molto superiore all'unità. Ciò significa che, in base alle analisi LEM 3D, una variazione di solo $\pm 5^\circ$ nel valore assunto dell'angolo di attrito dei piani basali può risultare in una significativa sottostima o sovrastima della resistenza al taglio disponibile della superficie di rottura.

Nel complesso, i valori di FS ottenuti con le analisi 3D sono maggiori di quelli risultanti dalle analisi 2D. Tale discrepanza dimostra l'influenza dell'effetto di incuneamento provocato dai due piani basali convergenti, poiché l'angolo incluso tra essi (cioè, l'angolo incluso del cuneo) è inferiore a 180° . Ciò spiega come il fattore di sicurezza di un versante caratterizzato da una rottura a cuneo possa essere maggiore, anche significativamente, di quello relativo ad una rottura planare.

Capitolo 7

Modellazione sforzo–deformazione del versante col Metodo delle Differenze Finite (FDM)

Il versante del Passo della Morte è stato analizzato mediante una modellazione numerica 2D e 3D al fine di indagare alcuni aspetti meccanici che l'approccio di calcolo all'Equilibrio Limite non consente di analizzare, quali: spostamenti differenziali del versante, redistribuzioni dello stato tensionale, eventuali rotture localizzate all'interno dell'ammasso roccioso, etc. A differenza delle analisi LEM, la modellazione numerica ha inoltre permesso di considerare tutte le grandi discontinuità identificate in sito e di non assumere aprioristicamente la potenziale superficie di rottura. Per analizzare il comportamento tenso–deformativo del versante è stato adottato un approccio di calcolo rappresentativo del versante roccioso indagato, cioè in grado di modellarlo come un assemblaggio di blocchi continui delimitati da alcune discontinuità discrete, coerentemente al comportamento meccanico identificato in sito (vedi Capitolo 5). La modellazione sforzo–deformazione è stata condotta adottando il Metodo delle Differenze Finite (FDM) e utilizzando i codici commerciali FLAC 8.0 (Itasca, 2016a) e FLAC3D 4.0 (Itasca, 2010) per le analisi 2D e 3D, rispettivamente.

FLAC (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*) è un codice di calcolo basato sul continuo, alle differenze finite esplicite, che include una funzione per implementare discontinuità discrete come faglie o giunti. I giunti di un ammasso roccioso possono essere modellati impiegando un approccio di calcolo di tipo discontinuo e utilizzando, ad esempio, il Metodo degli Elementi Distinti (DEM). È opinione diffusa che un approccio di calcolo al discontinuo sia più idoneo per analizzare versanti rocciosi caratterizzati da set di giunti multipli (Eberhardt, 2003; Stead et al., 2006). Il DEM è particolarmente adatto a modellare fenomeni di instabilità di versante controllati dalle discontinuità, ed è in grado di simulare grandi spostamenti dovuti a scivolamento e/o apertura lungo i giunti. Tuttavia, è largamente dimostrato che alcuni fattori chiave riguardanti il dato di input come l'orientazione, la spaziatura e la persistenza delle discontinuità hanno una forte influenza sulla

simulazione numerica del potenziale meccanismo di rottura del versante e sulla valutazione della sua condizione di stabilità (Hencer et al., 1996; Stead et al., 2006; Scholtés e Donzé, 2012; Boon et al., 2014; Jiang et al., 2015). Non è semplice modellare correttamente l'effettivo assetto della fratturazione del versante del Passo della Morte utilizzando il DEM, poiché lo Sperone W è caratterizzato da numerosi set di giunti (8, inclusa la stratificazione) che hanno proprietà variabili in termini di persistenza, ondulazione, piegamento, alterazione, apertura, e riempimento (specialmente marna), in particolare in relazione ai vari blocchi che compongono il versante instabile (vedi Capitolo 4). L'uso di una modellazione basata sul discontinuo richiederebbe una significativa semplificazione dello stato di fratturazione dell'ammasso roccioso. Quindi, un approccio di calcolo al continuo che considera in maniera diretta solo alcune specifiche discontinuità e in modo indiretto lo stato di fratturazione complessivo dell'ammasso roccioso è stato ritenuto più adatto ad analizzare il comportamento tenso-deformativo del versante, specialmente alla luce degli indicatori meccanici acquisiti in sito.

7.1 Impostazione delle simulazioni e parametri di input

La modellazione numerica del versante del Passo della Morte è stata eseguita al fine di investigare tre specifici aspetti: (1) la condizione di stabilità del versante in relazione agli scenari di rottura ipotizzati; (2) il potenziale meccanismo di rottura del versante; e (3) l'analisi dei fattori di innesco critici: precipitazioni intense/prolungate e sisma. La condizione di stabilità del versante è stata valutata mediante un'analisi di *Shear Strength Reduction* (SSR) finalizzata al calcolo dello *Strength Reduction Factor* (SRF). Lo SRF è stato calcolato in funzione dei parametri di resistenza al taglio sia dei blocchi che delle discontinuità e anche, in aggiunta, della resistenza a trazione dei blocchi (Itasca, 2016a). Nella realtà, il fenomeno di sviluppo progressivo della superficie di rottura finale è il risultato dell'innesco, della propagazione e della coalescenza della fratturazione. Tuttavia, anche se FLAC considera lo snervamento plastico, esso non è in grado di simulare il ruolo della fratturazione in modo esplicito e non può modellare la rottura progressiva. Di conseguenza, al fine di investigare il potenziale meccanismo di rottura del versante, sono state condotte numerose analisi sforzo-deformazione che simulano la diminuzione delle caratteristiche resistenti dell'ammasso roccioso in maniera indiretta. Lo stato critico di rottura del versante è stato raggiunto portando il versante stesso dalla condizione di stabilità in sito al collasso riducendo manualmente e progressivamente alcune specifiche proprietà di resistenza dei blocchi calcarei. La progressiva diminuzione della coesione e

della resistenza a trazione dei blocchi simula il danneggiamento interno e la perdita di resistenza che effettivamente avviene in un versante che si avvicina al collasso a causa della rottura dei ponti di roccia e della parti di roccia intatta. Nella modellazione numerica è piuttosto complicato identificare lo stato di rottura. L'individuazione del limite tra la stabilità e l'instabilità fisica è basata in FLAC su un criterio oggettivo che decide se il sistema si trova in equilibrio o in uno stato di flusso plastico continuo (Itasca, 2016a). Lo stato di rottura è stabilito attraverso una soluzione dinamica, passo-passo, in cui FLAC semplicemente mostra spostamenti continui nel modello (stato di non-convergenza).

Il modello costitutivo adottato è quello plastico di Mohr-Coulomb. In tale modello implementato in FLAC, il criterio di rottura può essere rappresentato nel piano (σ_1, σ_3) come in Fig. 7.1.

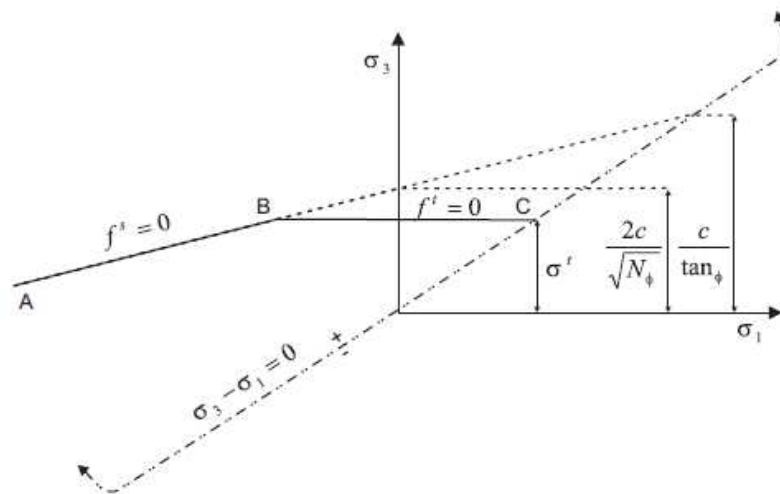


Fig. 7.1 Involuppo a rottura del modello costitutivo plastico di Mohr-Coulomb implementato in FLAC (Itasca, 2016a).

L'involuppo a rottura è definito dal punto A al punto B dalla funzione di snervamento a taglio alla M-C:

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (7.1)$$

e dal punto B al punto C da una funzione di snervamento a trazione della forma:

$$f^t = \sigma^t - \sigma_3 \quad (7.2)$$

dove ϕ è l'angolo di attrito, c è la coesione, σ^t è la resistenza a trazione e

$$N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (7.3)$$

Per un materiale con angolo di attrito, $\phi \neq 0$ e la resistenza a trazione del materiale è limitata superiormente al valore σ_{\max}^t dalla:

$$\sigma_{\max}^t = \frac{c}{\tan \phi} \quad (7.4)$$

La condizione di rottura nell'involucro composito a taglio-trazione (Fig. 7.2) viene definita attraverso una funzione $h(\sigma_1, \sigma_3) = 0$, rappresentata dalla diagonale tra le funzioni di snervamento $f^s = 0$ e $f^t = 0$ nel piano (σ_1, σ_3) , nella forma:

$$h = \sigma_3 - \sigma^t + \alpha^P (\sigma_1 - \sigma^P) \quad (7.5)$$

dove α^P e σ^P sono costanti definite come:

$$\alpha^P = \sqrt{1 + N_\phi^2} + N_\phi \quad (7.6)$$

e

$$\sigma^P = \sigma^t N_\phi - 2c \sqrt{N_\phi} \quad (7.7)$$

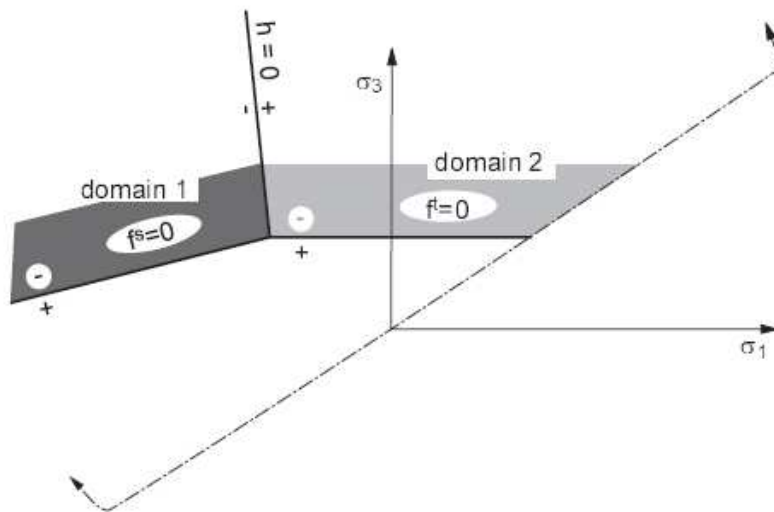


Fig. 7.2 Domini di rottura nell'involucro composito del modello di M-C implementato in FLAC (Itasca, 2016a).

Una ipotetica condizione di rottura è rappresentata da un punto nel piano (σ_1, σ_3) che si trova nel dominio 1 o nel dominio 2, i quali corrispondono, rispettivamente, ai domini negativo e positivo della funzione $h = 0$ (Fig. 7.2). Se il punto si trova nel dominio 1, viene dichiarata la rottura per taglio e lo stress viene riportato alla curva $f^s = 0$, mentre se il punto si trova nel dominio 2 la rottura avviene per trazione, e lo stress viene riportato alla curva $f^t = 0$. Ne consegue che, se in una zona del dominio di calcolo viene raggiunta la condizione di rottura per taglio, le proprietà di resistenza al taglio vengono mantenute costanti per quella zona; mentre se avviene una rottura per trazione, la resistenza a trazione di quella zona viene impostata automaticamente a zero (Itasca, 2016a).

Con l'adozione di un modello costitutivo plastico di M-C con involucro composito a taglio-trazione, il fattore di sicurezza (SRF) è definito secondo le equazioni:

$$c^{trial} = \frac{1}{F^{trial}} c \quad (7.8)$$

$$\phi^{trial} = \arctan\left(\frac{1}{F^{trial}} \tan \phi\right) \quad (7.9)$$

$$\sigma^{t(trial)} = \frac{1}{F^{trial}} \sigma^t \quad (7.10)$$

In FLAC, il calcolo di SRF avviene mediante una serie di simulazioni che utilizza valori di tentativo del fattore di sicurezza F^{trial} per ridurre la coesione, l'angolo di attrito e la resistenza a trazione, fino all'insorgenza della rottura. Durante il calcolo iterativo, viene definito un intervallo mobile di SRF. Tale intervallo è inizialmente compreso tra una soluzione stabile ed una soluzione instabile. Esso viene poi progressivamente ridotto fino a che la differenza tra il limite inferiore e superiore dell'intervallo scende al di sotto di una specifica tolleranza (predefinita come 0.005 in FLAC e 0.03 in FLAC3D). Il valore di SRF così calcolato può essere quindi confrontato con quello di FS ottenuto da una analisi LEM. Una differenza significativa tra i due approcci risiede nel fatto che nell'analisi LEM, anche se l'equilibrio globale è soddisfatto dalla soluzione all'Equilibrio Limite, l'equilibrio locale può non essere soddisfatto ovunque. Al contrario in FLAC, se l'equilibrio non è garantito localmente, il modello esibisce una deformazione cinematicamente ammissibile.

Nei modelli sono state assunte cinque unità geomeccaniche, corrispondenti ai vari blocchi identificati durante i rilievi di campagna (Fig. 5.1A; Tabella 7.1). I parametri di resistenza al taglio alla M-C (ϕ e c) e il modulo di Young (E) dei blocchi sono stati stimati sulla base dei parametri geomeccanici determinati con la caratterizzazione di Hoek-Brown (vedi sez. 4.5). I blocchi sono quindi considerati come mezzi equivalenti omogenei i cui parametri di resistenza e deformabilità tengono conto in maniera indiretta delle effettive caratteristiche di fratturazione e deformazione degli ammassi rocciosi. L'angolo di attrito equivalente ϕ differisce molto poco tra i vari blocchi (non più di 2°), quindi è stato assunto un valore costante pari a $\phi = 50^\circ$. In alcuni modelli, è stato considerato anche un valore inferiore dell'angolo di attrito per i blocchi ($\phi = 40^\circ$). Poiché i valori della resistenza a trazione σ_t dei blocchi ottenuta dalla caratterizzazione di Hoek-Brown sembra essere piuttosto sottostimata, nei modelli numerici è stato assunto un valore della resistenza a trazione uguale a quello della coesione equivalente ($\sigma_t = c$).

Le faglie locali (F1–F6) sono state modellate in FLAC come interfacce che separano i blocchi adiacenti, e rappresentano piani sui quali possono verificarsi scivolamento e/o separazione. Le discontinuità identificate sono considerate come superfici planari e continue. Le interfacce implementate in FLAC sono caratterizzate da un modello di scivolamento alla Coulomb e/o da possibile separazione per trazione. Esse hanno proprietà di attrito, coesione, dilatanza, rigidezza normale e a taglio, e resistenza a trazione (Itasca, 2016a). Poiché le interfacce simulano delle reali discontinuità di natura geologica, la loro resistenza a trazione è stata imposta nulla e le rigidezze normale (kn) e a taglio (ks) sono state assunte in accordo alle proprietà fisiche di giunti di calcare (Kulhawy, 1975; Bandis et al., 1983; Fossum, 1985). I valori di rigidezza normale e a taglio sono stati assunti pari a $kn = 1 \times 10^{10}$ Pa/m and $ks = 1 \times 10^9$ Pa/m, rispettivamente (Tabella 7.1).

Tabella 7.1 Parametri meccanici adottati nelle simulazioni sforzo–deformazione.

Unità	Peso di volume γ (kN/m ³)	Modulo di Young E (MPa)	Rigidezza normale k_n (Pa/m)	Rigidezza di taglio k_s (Pa/m)	Angolo di attrito φ (°)	Coesione c (kPa)	Resistenza a trazione σ_t (kPa)
BLOCCO1	25.0	3500	–	–	40, 50	500	500
BLOCCO2	25.0	2500	–	–	40, 50	400	400
BLOCCO3	25.5	4500	–	–	40, 50	600	600
BLOCCO4	25.5	6500	–	–	40, 50	800	800
BLOCCO DOLOMITICO	26.0	7500	–	–	40, 50	900	900
Interfacce	–	–	1.0E10	1.0E9	25, 30, 35	0–300	0

Nella modellazione sforzo–deformazione, sono state considerate diverse combinazioni dei parametri di resistenza al taglio alla M–C delle interfacce (Tabella 7.1), esplorando gli effetti dei diversi contributi resistivi delle faglie coinvolte sul comportamento meccanico del versante instabile. Sono stati assunti gli stessi valori dell’angolo di attrito φ precedentemente adottati nelle analisi LEM ($\varphi = 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$). La coesione c è stata assunta variabile tra $c = 0$ e $c = 300$ kPa. Il valore della coesione delle faglie locali deve essere inteso come un valore equivalente che tiene conto dell’eventuale contributo resistivo offerto da ponti di roccia localizzati, ondulazioni rocciose, o altre parti di roccia intatta lungo le superfici di faglia, come anche della possibile presenza di materiale di riempimento caratterizzato da roccia disintegrata.

Lo stato tensionale in sito è stato applicato come condizione iniziale. La definizione di un campo di stress corretta è un aspetto piuttosto complesso. La caratterizzazione dello sforzo in sito ha visto recentemente una rilevanza sempre maggiore, specialmente grazie a moderne tecniche di misurazione dello

stress come l'*Hydraulic Fracturing*. I risultati di alcune ricerche (Brown e Hoek, 1978; Herget, 1988; Sheorey, 1994) hanno dimostrato che il coefficiente della spinta a riposo K_0 tende ad essere maggiore a basse profondità e decresce all'aumentare di quest'ultima (Hoek, 2007). Tuttavia, queste determinazioni dello stato tensionale in sito sono più frequentemente associate a progetti di scavo in sotterraneo, come nel caso del tunnel di base della ferrovia Lione-Torino, dove sono stati valutati valori di K_0 variabili tra 0.6 e 1.8 per profondità da 50 m a 1500 m (Di Ponio e Dixon, 2013). È necessario inoltre evidenziare che lo stato di stress è fortemente influenzato dalla morfologia del terreno e non è facilmente relazionabile al contesto tettonico regionale (Martinetti e Ribacchi, 1980). Alcuni fattori causano una notevole variabilità nello stato tensionale in sito, come l'anisotropia della roccia, la presenza di discontinuità e le facce libere dei versanti (Hudson e Feng, 2010).

Una delle più grandi cause di variabilità dello stato tensionale in sito è la presenza di una superficie libera, come nel caso del versante analizzato che risulta caratterizzato da due facce principali. In queste circostanze, lo sforzo principale minimo è ortogonale alla superficie libera con un valore molto basso o quasi nullo, mentre lo sforzo principale massimo è circa parallelo alla superficie del versante. L'orientazione e la magnitudo degli sforzi principali sono quindi piuttosto differenti rispetto a quelli relativi al campo di sforzo tettonico regionale. Poiché non esistono dati specifici dello stato tensionale in sito, sia per il versante del Passo della Morte che, genericamente, per versanti in roccia naturali, è stato assunto un coefficiente della spinta a riposo K_0 pari a 0.5. Tale valore risulta inferiore a quelli tipicamente considerati per sforzi principali minimi ben maggiori di 0. L'influenza di K_0 sui risultati numerici non è stata investigata. Lo stato tensionale è stato inizializzato in modalità piccole-deformazioni, cioè la mesh di calcolo non si deforma durante l'analisi.

Alcuni modelli per il calcolo di SRF sono stati effettuati considerando gli scenari di rottura separatamente. In questi casi, sono state modellate solo le interfacce alla base dei rispettivi blocchi instabili. In queste simulazioni, la condizione di stabilità del versante è stata investigata assumendo una resistenza puramente attritiva dei piani di faglia (cioè con coesione e resistenza a trazione nulle) ed è stato assegnato lo stesso valore dell'angolo di attrito alle interfacce implementate. Queste assunzioni erano necessarie per poter confrontare i valori di SRF calcolati con la modellazione sforzo-deformazione con quelli di FS ottenuti dalle analisi all'Equilibrio Limite.

Tuttavia, le evidenze geologiche di sito hanno dimostrato che le superfici di faglia hanno diverse caratteristiche meccaniche e, di conseguenza, diverse proprietà di resistenza al taglio (vedi Capitolo 4). In particolare, le faglie alla base del BLOCCO1-2-3 hanno un angolo di attrito inferiore rispetto a quelle

localizzate alla base del BLOCCO1 (Tabella 4.3). Per questo motivo, alcuni modelli numerici sono stati allestiti implementando tutte le faglie individuate in campagna e assumendo diversi valori dei parametri di resistenza al taglio alla M-C per le interfacce.

7.2 Modellazione 2D

La modellazione numerica 2D del versante del Passo della Morte è stata condotta considerando la stessa sezione geologica di riferimento adottata precedentemente nelle analisi 2D LEM. Sono stati analizzati i tre scenari di rottura assunti nel modello geomeccanico del versante (Figg. 5.1, 5.2): (1) la rottura che coinvolge il blocco superiore (BLOCCO1); (2) il collasso del multi-blocco più grande (BLOCCO1-2-3); e (3) la rottura retrogressiva del blocco dolomitico retrostante (BLOCCO DOLOMITICO). Considerando la geometria bi-dimensionale delle analisi, ogni scenario investigato corrisponde ad una configurazione geometrica di riferimento della rottura bi-lineare di grandi versanti rocciosi (Fig. 2.1; Bolla e Paronuzzi, 2017).

Nello scenario 1, la potenziale superficie di rottura è completamente formata e la connessione delle faglie F1 a tergo e F4 alla base genera una geometria bi-lineare completa (Fig. 7.3). Nella rottura multi-blocco, il giunto basale non è persistente poiché non affiora alla faccia del versante e la connessione della faglia posteriore F1 con la faglia basale F2 risulta in una configurazione bi-lineare parzialmente formata (Fig. 7.3). Nello scenario 3, a causa delle incertezze relative all'identificazione di un piano basale ben definito e a fini geomeccanici, sono state considerate solo le faglie retrostanti ad alto angolo F5 e F6, risultando così in una geometria a singolo giunto a tergo (Fig. 7.3).

È stata generata una mesh di calcolo alle differenze finite con elementi quadrilateri di dimensione variabile (0.5–20 m). La mesh è stata progettata per ottimizzare la topografia del versante e la presenza delle faglie locali (Fig. 7.3). Le condizioni a contorno corrispondono a vincoli sugli spostamenti assegnati nelle due direzioni orizzontale e verticale (x e y) ai nodi alla base del modello e nella sola direzione orizzontale (x) ai nodi laterali del modello. Per l'analisi della rottura retrogressiva (scenario 3), la sezione di calcolo è stata modificata rimuovendo il BLOCCO1-2-3 per prendere in considerazione il cambio di geometria del versante causato dal potenziale crollo dello Sperone W. La nuova faccia del versante è stata semplicemente fatta coincidere con la faglia F1, ovvero con inclinazione di 80°. Come per le analisi 2D LEM, il versante è stato analizzato dapprima in condizioni asciutte, e successivamente per valutare gli effetti di precipitazioni e sisma sulla condizione di stabilità e sul comportamento meccanico.

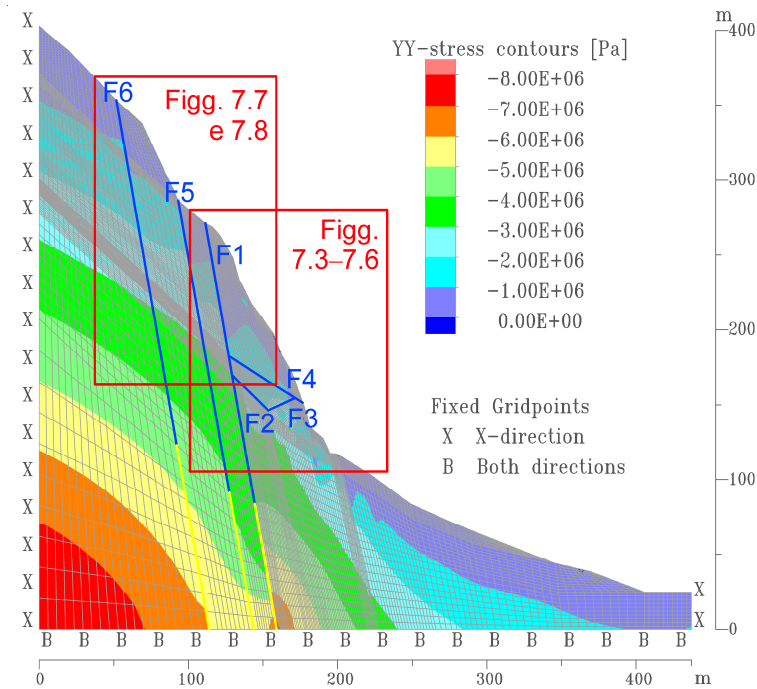


Fig. 7.3 Mesh alle differenze finite, stress iniziali e condizioni a contorno dei modelli numerici 2D del versante del Passo della Morte allestiti con FLAC 8.0 (Itasca, 2016a). In blu sono indicate le interfacce che simulano le faglie locali che attraversano l'ammasso roccioso.

7.2.1 Condizioni asciutte

I valori calcolati in 2D dello SRF sono riportati in Tabella 7.2, per entrambi gli scenari di rottura dello Sperone W. Per un comportamento puramente attritivo delle interfacce, alcune configurazioni del versante non sono coerenti con la condizione di stabilità riconosciuta in sito, risultando in una sottostima o sovrastima della resistenza al taglio disponibile. I valori di SRF dimostrano anche che una suddivisione interna in blocchi dello sperone determina una minore stabilità del versante. Le analisi che implementano tutte le faglie locali e che assumono valori differenti dell'angolo di attrito delle interfacce restituiscono valori più bassi di SRF rispetto alle configurazioni che considerano un unico blocco al di sopra della superficie di rottura basale (Tabella 7.2). Inoltre, implementando tutte le faglie, il versante può giungere al collasso coinvolgendo sia esclusivamente il BLOCCO1 che il più grande BLOCK1-2-3, in funzione degli angoli di attrito assunti per le interfacce. Le analisi di stabilità relative al BLOCCO DOLOMITICO (scenario di rottura 3) hanno fornito un valore di SRF variabile tra $SRF = 0.76$ e $SRF = 1.07$. Un intervallo così ampio riflette le incertezze relative alle proprietà resistenti delle faglie F5 e F6 e del BLOCCO DOLOMITICO. Comunque, i valori piuttosto bassi di SRF dimostrano semplicemente che la rottura retrogressiva del versante è un fenomeno di frana possibile.

Tabella 7.2 Valori del fattore di sicurezza del versante relativi al BLOCCO1 e al BLOCCO1-2-3, ottenuti con i diversi approcci di calcolo adottati.

Angolo di attrito delle interfacce	BLOCCO1				BLOCCO1-2-3					
	2D LEM	2D FDM	3D LEM	3D FDM	2D LEM	2D FDM	3D LEM	3D FDM un-blocco	3D FDM due-blocchi	3D FDM tre-blocchi
tutte $\varphi = 25^\circ$	0.47	0.73	0.83	0.84	0.40	1.10	0.96	1.13	0.86 ^a	0.84 ^a
tutte $\varphi = 30^\circ$	0.58	0.92	1.02	1.04	0.49	1.15	1.19	1.23	1.07 ^a	1.04 ^a
tutte $\varphi = 35^\circ$	0.70	1.12	1.24	1.26	0.59	1.21	1.44	1.31	1.16 ^a	1.14 ^a
basali $\varphi = 25^\circ$ altre $\varphi = 35^\circ$	–	–	–	–	–	1.04	–	1.14	1.07	1.07
basali $\varphi = 30^\circ$ altre $\varphi = 35^\circ$	–	–	–	–	–	1.08 ^a	–	1.25	1.13	1.13
basali $\varphi = 25^\circ$ altre $\varphi = 30^\circ$	–	–	–	–	–	0.92 ^a	–	1.14	1.06 ^a	1.03 ^a

^a Condizione a rottura associata al collasso del solo blocco superiore (BLOCCO1).

Lo studio del comportamento meccanico del versante nelle tre configurazioni di riferimento di rottura bi-planare ha permesso di riconoscere due meccanismi di rottura di base (1 e 2). I risultati delle simulazioni sforzo–deformazione dimostrano che, per consentire spostamenti del versante e raggiungere la condizione di collasso, deve verificarsi un danneggiamento interno del blocco instabile. Le Figg. 7.4–7.9 illustrano, per i tre scenari di rottura analizzati, le plasticizzazioni a taglio e trazione che avvengono all’interno del blocco prima del collasso e che portano alla formazione progressiva della superficie di rottura finale, e gli andamenti delle deformazioni di taglio, delle rotture interne localizzate e degli spostamenti orizzontali del versante relativi allo stato di collasso.

Analizzando la geometria bi-lineare completamente formata, il meccanismo di rottura 1 è associato ad una combinazione di plasticizzazioni interne a taglio e trazione (Modelli A1–A2 in Fig. 7.4) che porta progressivamente alla formazione di una superficie di rottura curvilinea che collega le due faglie pre-esistenti (Modello A3 in Fig. 7.4; Fig. 7.5). Il cinematismo di rottura consiste in una roto-traslazione in blocco (Fig. 7.5C) che, a sua volta, causa ulteriore danneggiamento interno per consentire la deformazione, in particolare plasticizzazioni a trazione nella parte più alta e retrostante del versante instabile. Nel meccanismo di rottura 2 (Modelli B1–B3 in Fig. 7.4), si forma all’interno del blocco instabile una banda di taglio con immersione a reggipoggio, tale da suddividerlo in due sotto-blocchi interni.

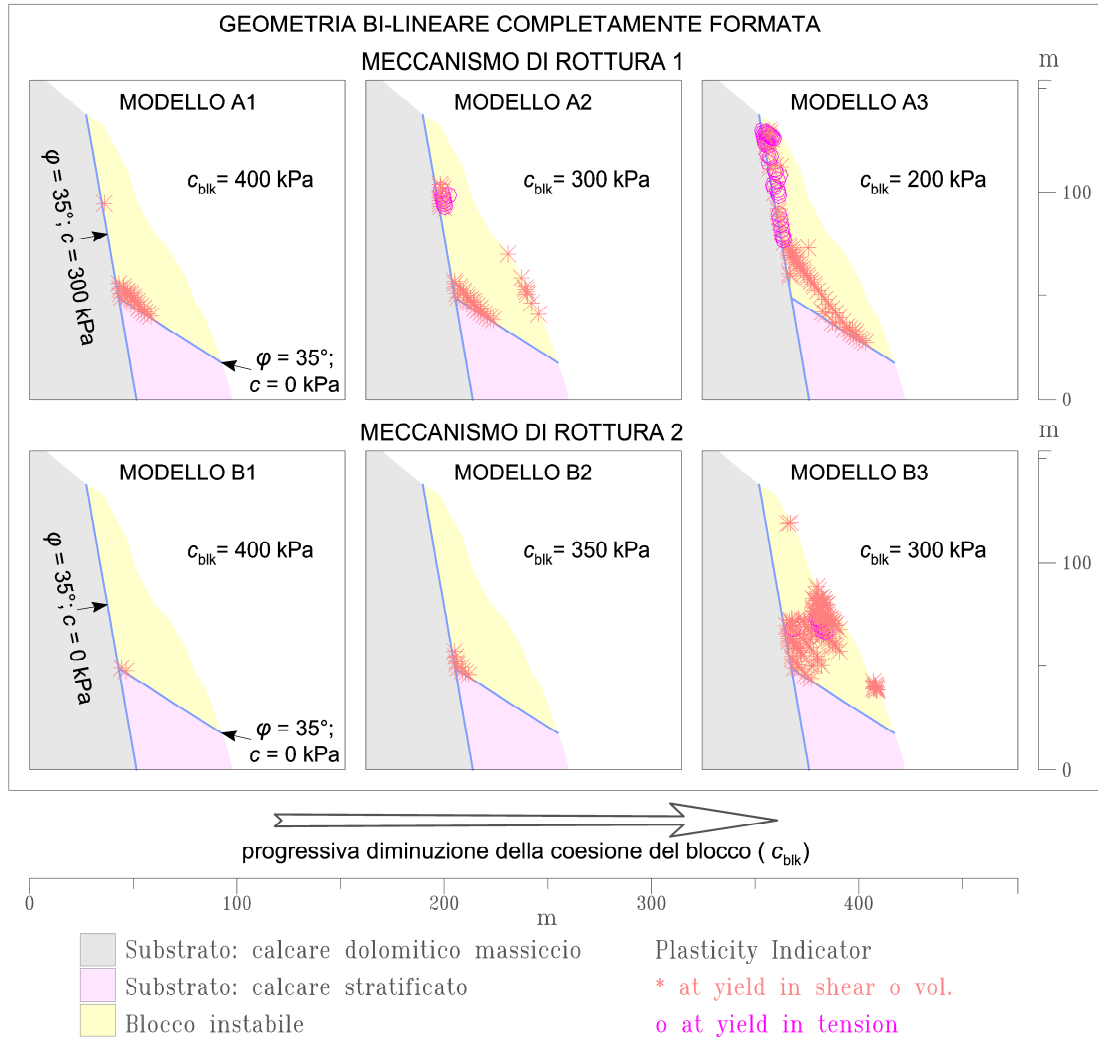


Fig. 7.4 Formazione progressiva della superficie di rottura finale del BLOCCO1, associata ai due meccanismi di rottura di base identificati (geometria bi-lineare completamente formata).

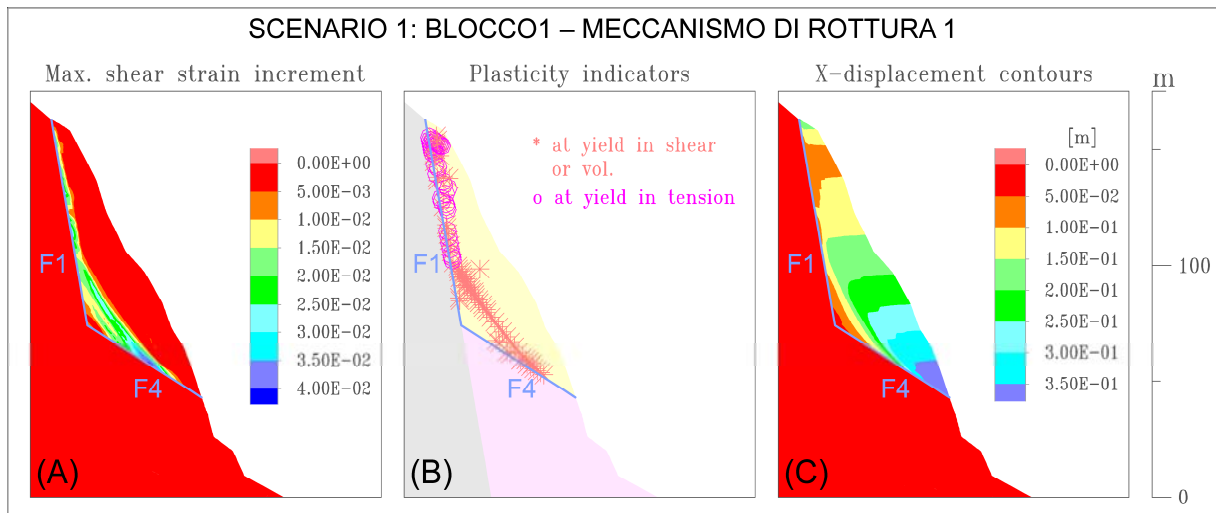


Fig. 7.5 Andamenti bi-dimensionali di (A) massime deformazioni di taglio, (B) rotture interne localizzate, e (C) spostamenti orizzontali del versante relativi alla rottura del BLOCCO1 e secondo il meccanismo di rottura 1.

Nella geometria bi-lineare parzialmente formata, si verificano in una prima fase delle plasticizzazioni a taglio e trazione al piede del versante (Modelli C1 e D1 in Fig. 7.6). Queste rotture interne progrediscono fino a formare una superficie continua che collega il punto di cambio di pendenza del profilo topografico con l'estremità inferiore della faglia F2 (Modelli C2 e D2 in Fig. 7.6). Dopo questa prima fase, si sviluppa una notevole plasticizzazione a taglio all'interno del blocco instabile, a partire dalla zona di intersezione tra le faglie pre-esistenti F1 e F2. Il processo di crescita di danneggiamento interno diventa molto simile a quello che caratterizza la geometria bi-lineare completamente formata.

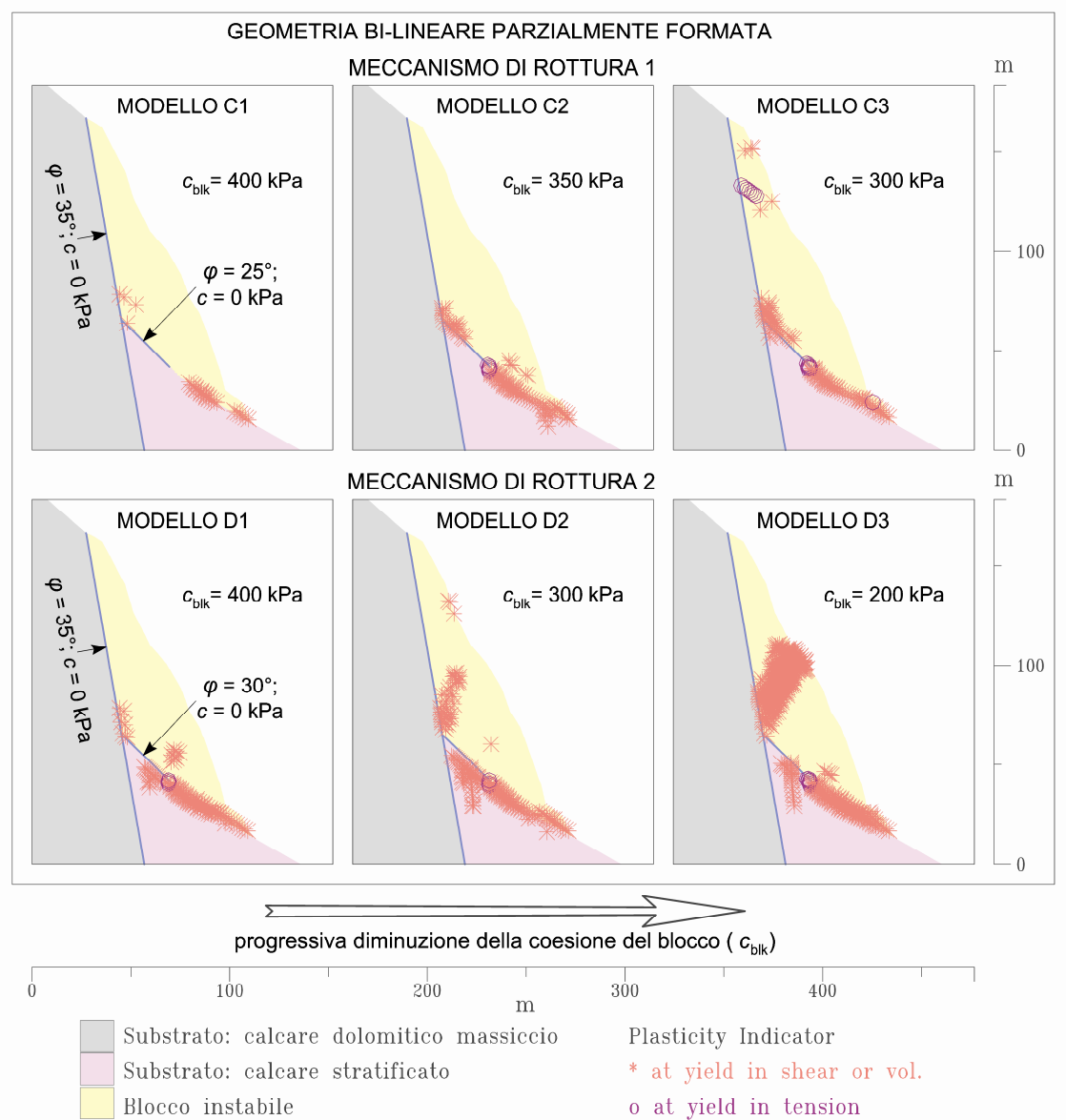


Fig. 7.6 Formazione progressiva della superficie di rottura finale del BLOCCO1-2-3, associata ai due meccanismi di rottura di base identificati (geometria bi-lineare parzialmente formata).

Una superficie di rottura curvilinea si forma nel meccanismo di rottura 1 (Modello C3 in Fig. 7.6); mentre una evidente banda di taglio a reggipoggio si enuclea per il meccanismo di rottura 2, suddividendo l'intero blocco instabile in due sotto-blocchi (Modello D3 in Fig. 7.6, Fig. 7.7). Questo secondo meccanismo di rottura simulato rappresenta molto bene il meccanismo a cunei attivo-passivo associato allo sviluppo di una zona di transizione a prisma di Prandtl (MencI, 1966; Kvapil e Clews, 1979), in cui la spinta del blocco superiore spinge verso il basso e l'esterno del versante il blocco inferiore. Infatti, i blocchi secondari hanno diversi cinematismi, essendo i vettori spostamento sub-paralleli alla superficie di scivolamento basale per il blocco inferiore e sub-paralleli al piano di faglia a tergo per il blocco superiore (Fig. 7.7C).

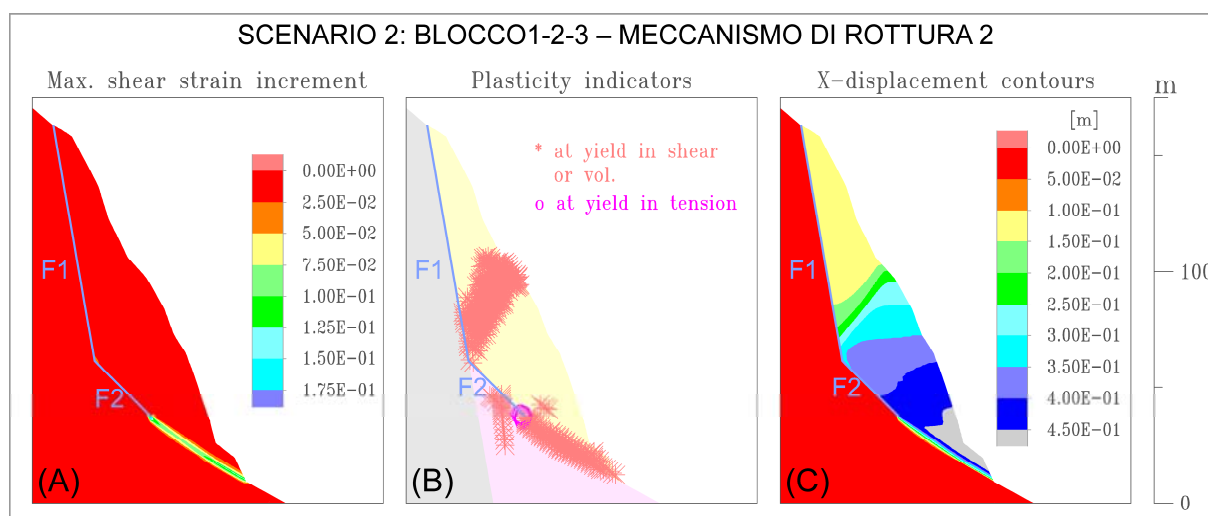


Fig. 7.7 Andamenti bi-dimensionali di (A) massime deformazioni di taglio, (B) rotture interne localizzate, e (C) spostamenti orizzontali del versante relativi alla rottura del BLOCCO1-2-3 e secondo il meccanismo di rottura 2.

Le analisi sforzo-deformazione relative allo scenario di rottura 3 dimostrano che la parte potenzialmente instabile del versante si stende fino alla faglia F6 ed è internamente suddivisa dalla faglia F5. Per la geometria a singolo giunto a tergo, i risultati simulati mostrano che le plasticizzazioni a taglio avvengono inizialmente al piede del versante nella zona di cambio di pendenza del profilo topografico e crescono progressivamente verso l'interno. Una nuova superficie di rottura si forma congiungendosi con le faglie F5 e F6 e destabilizzando prima un blocco frontale (Modello E1 in Fig. 7.8) e successivamente un blocco retrostante (Modello E2 in Fig. 7.8). Il collasso del versante avviene attraverso un notevole danneggiamento per taglio nella zona profonda di intersezione tra la faglia F6 e la superficie di neoformazione (Modello E3 in Fig. 7.8). La superficie di rottura finale ha una meno evidente forma curvilinea rispetto ai casi precedenti (Fig. 7.9). Comunque, il meccanismo di danneggiamento interno può essere ricondotto al meccanismo di rottura 1. Le simulazioni condotte non hanno evidenziato l'insorgenza di un

meccanismo di rottura caratterizzato da una suddivisione interna dei due sotto-blocchi instabili, probabilmente a causa del limitato spessore degli stessi. È tuttavia ragionevole attendersi una segmentazione interna anche nella geometria a singolo giunto a tergo per consentire il collasso del versante.

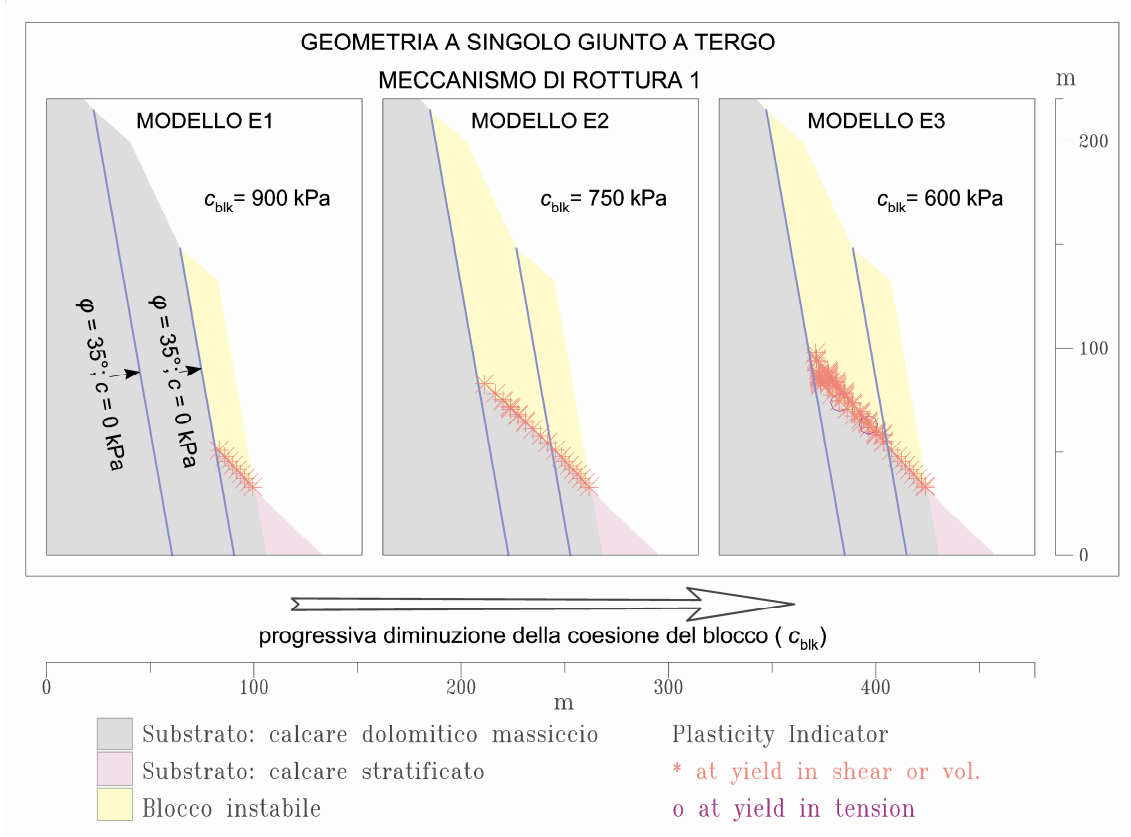


Fig. 7.8 Formazione progressiva della superficie di rottura finale del BLOCCO DOLOMITICO, associata al meccanismo di rottura 1 (geometria a singolo giunto a tergo).

I risultati della modellazione numerica 2D mostrano che il meccanismo di rottura 1 (superficie di rottura curvilinea) avviene per valori più bassi della resistenza al taglio delle faglie alla base dei blocchi instabili. In questo caso, sono consentiti maggiori spostamenti del versante, favorendo una roto-traslazione del blocco instabile. Al contrario, il meccanismo di rottura 2 (banda di taglio interno a reggipoggio) si verifica per valori più alti di resistenza al taglio delle faglie basali. In conseguenza di spostamenti del versante inferiori, i blocchi instabili tendono a suddividersi per consentire la deformazione.

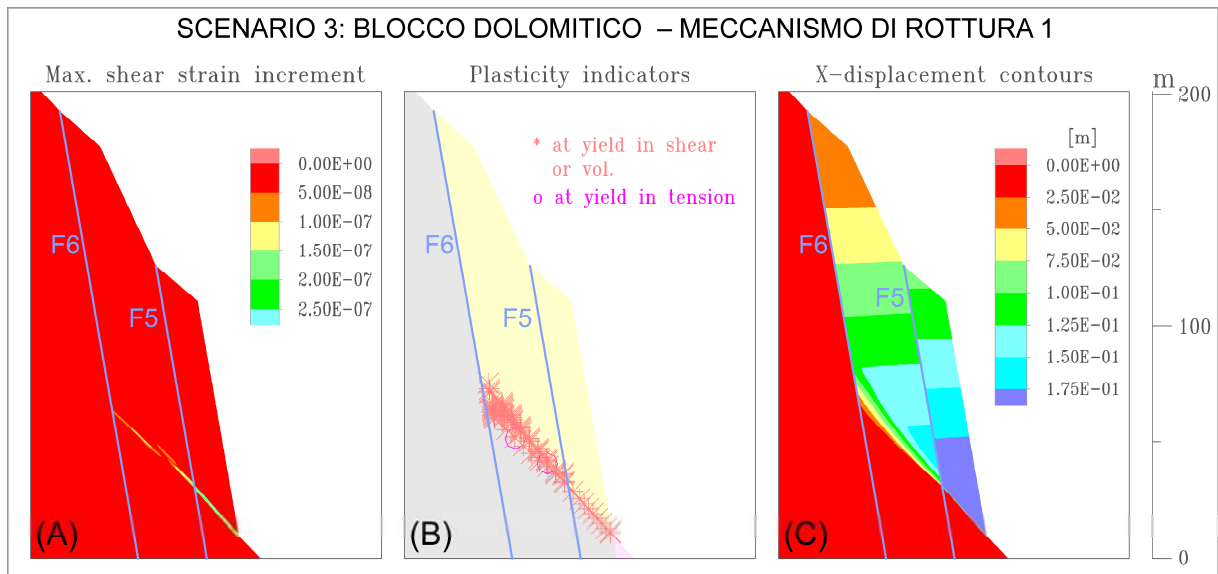


Fig. 7.9 Andamenti bi-dimensionali di (A) massime deformazioni di taglio, (B) rotture interne localizzate, e (C) spostamenti orizzontali del versante relativi alla rottura del BLOCCO DOLOMITICO e secondo il meccanismo di rottura 1.

7.2.2 Precipitazioni intense e/o prolungate

Le simulazioni numeriche condotte per valutare gli effetti delle precipitazioni sulla condizione di stabilità del versante considerano le stesse distribuzioni della spinta idrostatica a tergo della faglia F1 che sono state analizzate nelle analisi LEM (Fig. 6.3). La spinta idrostatica è stata implementata nei modelli come carico applicato ai nodi della mesh in coincidenza del piano di faglia, in direzione ortogonale a quest'ultimo e a sfavore di stabilità (ovvero verso l'esterno del versante). È stata valutata la diminuzione del fattore di sicurezza a partire da una data condizione iniziale asciutta del versante e in funzione della spinta triangolare applicata per altezze della colonna d'acqua pari a $H/8$, $H/4$, $H/3$ e $H/2$. Nei modelli idrostatici sono state implementate tutte le faglie locali che attraversano l'ammasso roccioso (F1–F6) e sono stati assunti diversi valori dei parametri di resistenza al taglio delle interfacce.

I risultati delle simulazioni idrostatiche evidenziano una significativa diminuzione del valore del fattore di sicurezza solo per l'applicazione di una spinta associata ad una colonna d'acqua pari a $H/2$ (Fig. 7.10). Per altezze di riferimento della colonna d'acqua più piccole, la diminuzione di SRF rispetto alla condizione asciutta iniziale è modesta o trascurabile. Anche nel caso limite in cui il grado iniziale di stabilità del versante in condizioni asciutte è $SRF = 1.00$, le spinte idrostatiche relative ad un'altezza della colonna d'acqua pari a $H/8$, $H/4$ e $H/3$ non determinano una significativa variazione della stabilità del versante (SRF costante pari a 1.00), mentre per un'altezza h pari a $H/2$ si assiste al collasso del versante. Ciò rappresenta un primo

elemento di distinzione rispetto alle analisi LEM nelle quali emergeva una diminuzione non-lineare di FS al crescere dell'altezza della colonna d'acqua lungo la faglia F1 (Fig. 6.4).

Le analisi idrostatiche confermano che, a partire da certe condizioni iniziali asciutte del versante, l'applicazione di una spinta a tergo può causare il collasso del versante. È tuttavia interessante notare come la rottura del versante avvenga coinvolgendo, in ogni caso, l'intero multi-blocco (BLOCCO1-2-3) e mai il solo blocco superiore (BLOCCO1). Ne è un esempio la simulazione del versante illustrata in Fig. 7.10. Il fattore di sicurezza iniziale, in condizioni asciutte, è pari a $SRF = 1.08$. Tale condizione iniziale di stabilità è relativa ad una configurazione in cui la faglia basale F2 ha un angolo di attrito pari a $\varphi = 30^\circ$, mentre tutte le altre faglie hanno un angolo di attrito pari a $\varphi = 35^\circ$ (Tabella 7.2). Per tale configurazione, le analisi volte allo studio del potenziale meccanismo di rottura hanno evidenziato che la perdita progressiva di resistenza dell'ammasso roccioso portava ad un collasso del versante coinvolgendo il solo BLOCCO1. Le analisi idrostatiche hanno invece dimostrato che l'applicazione di una spinta associata ad un'altezza della colonna d'acqua pari a $H/2$ ha portato al collasso del più grande BLOCCO1-2-3 (Fig. 7.10D).

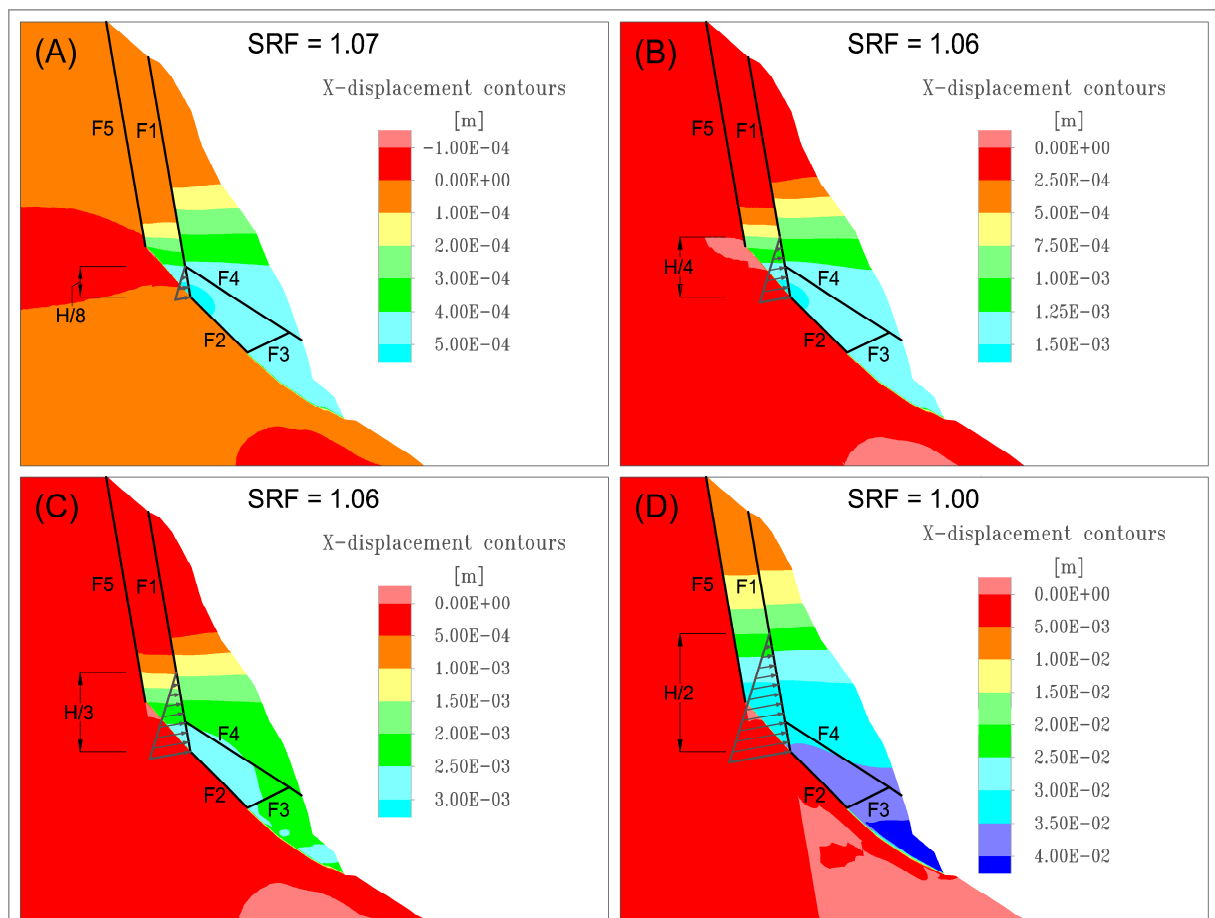


Fig. 7.10 Spostamenti orizzontali del versante calcolati in FLAC relativi all'applicazione di una spinta idrostatica di altezza pari a (A) $H/8$, (B) $H/4$, (C) $H/3$, e (D) $H/2$, per un versante il cui fattore di sicurezza iniziale è pari a $SRF = 1.08$.

Una spiegazione di ciò può risiedere nel fatto che le pressioni idrostatiche agenti, essendo massime in profondità, tendono ad instabilizzare il versante a partire dalla sua porzione inferiore, innescando quindi la rottura più profonda. Le analisi sforzo-deformazione dimostrano inoltre che l'incremento dello stato tensionale causato da spinte idrostatiche via via più grandi determina un aumento progressivo degli spostamenti all'interno dell'ammasso roccioso instabile. Nel caso illustrato in Fig. 7.10, gli spostamenti orizzontali aumentano gradualmente da 0.5 mm (per $h = H/8$) a 4 cm (per $h = H/2$) immediatamente prima del collasso. Si noti inoltre come lo spostamento dello Sperone W tenda ad instabilizzare la porzione retrostante di versante, fino almeno alla faglia F5.

Nel complesso le simulazioni numeriche idrostatiche hanno confermato che le precipitazioni rappresentano qualitativamente un potenziale fattore di innesco di frana per il versante instabile del Passo della Morte. Tuttavia, rispetto alle analisi LEM, la modellazione numerica ha evidenziato che la possibile spinta idrostatica agente lungo la faglia F1 ha un diverso peso sulla stabilità del versante. Le analisi sforzo-deformazione dimostrano che solo la configurazione idraulica più gravosa ($h = H/2$) ha degli effetti decisivi nei confronti della stabilità, causando il collasso del versante.

7.2.3 Evento sismico

La modellazione numerica alle differenze finite finalizzata alla valutazione degli effetti di un possibile sisma sulla stabilità del versante del Passo della Morte è stata condotta utilizzando due distinti metodi di analisi. Inizialmente, è stata eseguita un'analisi statica equivalente a fine di confronto con le analisi LEM (vedi sez. 6.1.3). Successivamente, è stata condotta un'analisi dinamica non-lineare per valutare gli effetti del carico ciclico sul comportamento meccanico del versante indagato. In entrambi i casi, la sollecitazione sismica è stata implementata sulla base dei valori di PGA al suolo per il sito di interesse (MPS04) per specifiche frequenze annuali di superamento (Tabella 6.1).

7.2.3.1 Analisi statica equivalente

Le simulazioni sforzo-deformazione basate sull'analisi statica equivalente hanno permesso di valutare gli effetti sul versante delle diverse accelerazioni sismiche in termini sia di fattore di sicurezza che di deformazioni permanenti accumulate dal versante (spostamenti e rotture locali). Le accelerazioni sismiche, valutate in parti di g , sono state implementate nei modelli variando la direzione e la magnitudo della forza di gravità. In questo modo, il modello considera direttamente le forze inerziali agenti sul baricentro dei singoli

elementi di mesh. Sono state considerate solo le accelerazioni orizzontali, mentre quelle verticali sono state in questo caso trascurate. Nella sezione di calcolo sono state implementate tutte le faglie locali identificate in sito (F1–F6). Per semplicità, le analisi sismiche sono state condotte a partire da tre configurazioni di riferimento del versante, relative ad una condizione iniziale di stabilità pari a: $SRF_i = 1.00$, $SRF_i = 1.08$, e $SRF_i = 1.15$.

Per una condizione iniziale di stabilità coincidente a quella limite ($SRF_i = 1.00$), la più piccola accelerazione sismica considerata, ovvero caratterizzata da un valore della PGA pari a 0.056 g ($Tr = 30$ anni), determina il collasso del versante (Fig. 7.11A). In questo caso, il collasso coinvolgerebbe soltanto la porzione superiore del versante instabile, ovvero il solo BLOCCO1. Per una condizione di stabilità iniziale pari a $SRF_i = 1.08$, il valore di soglia dell'accelerazione sismica che causa il collasso è pari a $PGA = 0.106\text{ g}$ ($Tr = 101$ anni). In questo caso la rottura coinvolge la porzione instabile più profonda di versante (BLOCCO1-2-3, Fig. 7.11B). Per valori applicati di PGA più bassi rispetto al valore di soglia che causa la rottura, le simulazioni evidenziano la presenza di deformazioni permanenti all'interno del blocco di crollo. Si notano infatti l'insorgenza di rotture locali (sia a taglio che a trazione) e l'accumulo di spostamenti che aumentano all'aumentare dei valori di PGA applicati al modello. Per un'accelerazione sismica di riferimento pari a $PGA = 0.090\text{ g}$, il versante accumula degli spostamenti permanenti di poco inferiori ai 15 cm .

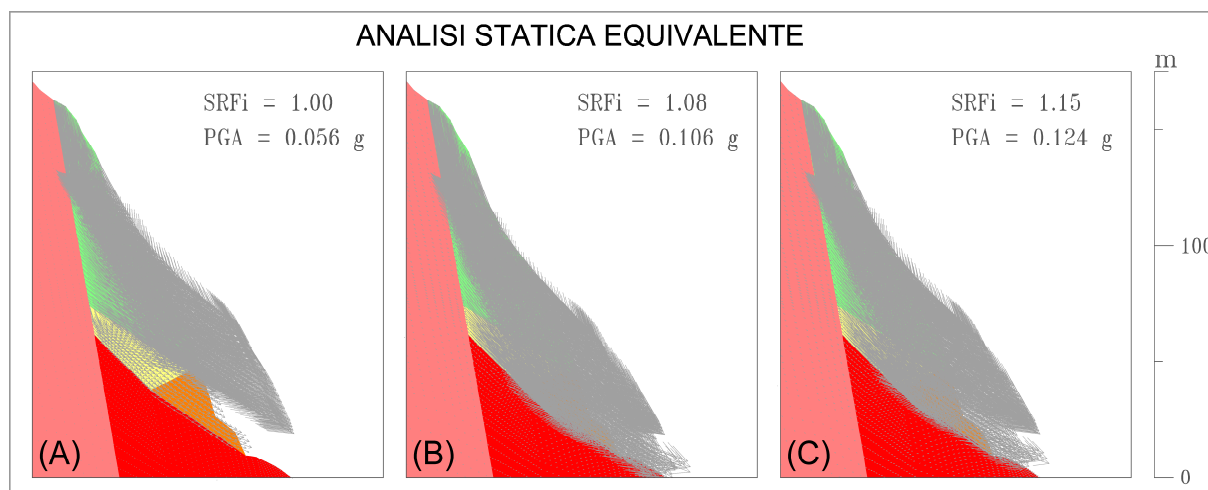


Fig. 7.11 Vettori spostamento calcolati in FLAC associati al collasso del versante per i diversi valori di soglia di PGA e per valori iniziali di SRF iniziale pari a: (A) $SRF_i = 1.00$, (B) $SRF_i = 1.08$, e (C) $SRF_i = 1.15$.

Nel caso in cui la stabilità del versante sia inizialmente più lontana da quella limite ($SRF_i = 1.15$), il valore di soglia dell'accelerazione sismica che causa il collasso è pari a $PGA = 0.124\text{ g}$ ($Tr = 140$ anni). La rottura del versante coinvolge il BLOCCO1-2-3 (Fig. 7.11C). Si notano comunque degli spostamenti

differenziali tra il blocco soprastante (BLOCCO1) e quelli inferiori (BLOCCHI 2–3). Gli spostamenti permanenti accumulati dal versante per un'accelerazione sismica inferiore a quella di soglia che causa il collasso ($PGA = 0.106 g$) sono di circa 12 cm.

Nel complesso, i risultati dell'analisi statica equivalente condotta con la modellazione sforzo-deformazione sono in accordo con quelli ottenuti dalle analisi LEM eseguite col medesimo metodo di calcolo. Infatti, i valori di soglia della PGA che innescano la rottura del versante per le tre configurazioni di riferimento della condizione iniziale di stabilità sono gli stessi. È importante rimarcare l'ordine di grandezza decimetrico degli spostamenti permanenti accumulati dal versante per accelerazioni sismiche di entità inferiore a quella critica che innesca il collasso.

7.2.3.2 Analisi dinamica non-lineare

L'analisi dinamica non-lineare condotta con il metodo delle differenze finite ha permesso di indagare la risposta del versante all'applicazione di una sollecitazione sismica rappresentata da una reale registrazione del movimento del terreno. La risposta calcolata dipende dalla combinazione delle caratteristiche del versante con quelle della sollecitazione sismica. Questo approccio rigoroso considera l'azione sismica come una funzione dipendente dal tempo, ovvero permette di valutare la natura tipicamente ciclica dei carichi sismici, in cui lo stato tensionale varia durante il tempo della sollecitazione. Nell'analisi dinamica non-lineare è possibile tener conto delle proprietà in-elastiche del versante (inteso come "struttura") e della variazioni di queste durante il tempo della sollecitazione. La valutazione della componente in-elastica permette di considerare alcuni aspetti chiave del problema come il comportamento post-sneramento e il degrado della rigidità in funzione dei cicli di carico. Nella modellazione non-lineare è stata considerata la propagazione delle onde sismiche attraverso un mezzo equivalente caratterizzato da un certo smorzamento intrinseco del materiale. All'interno del dominio di calcolo, si propagano assieme sia le onde di taglio che di compressione ed il materiale risponde all'effetto combinato di entrambe le componenti. La risposta del materiale è inoltre funzione dell'interferenza tra le differenti componenti della frequenza contenute nel segnale sismico di input.

La risposta calcolata è dunque fortemente influenzata dalle caratteristiche della sollecitazione sismica utilizzata come dato di input del modello. Per questo, nelle analisi dinamiche non-lineari è stato utilizzato un sisma di progetto con caratteristiche attese per il sito di interesse, ovvero rappresentativo della sismicità del sito. Gli accelerogrammi di progetto per l'analisi dinamica del versante del Passo della Morte sono stati creati a partire dagli accelerogrammi reali del terremoto del Friuli del 6 maggio 1976, registrati dalla stazione su

roccia di Barcis (Fig. 3.22). Le registrazioni del terremoto del 1976 sono state desunte dall'archivio di ITACA (<http://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet/>). L'accelerogramma reale ha una durata di 16.59 secondi e un valore di accelerazione massima pari a 29.92 cm/s^2 registrato a 1.68 secondi (Fig. 7.12).

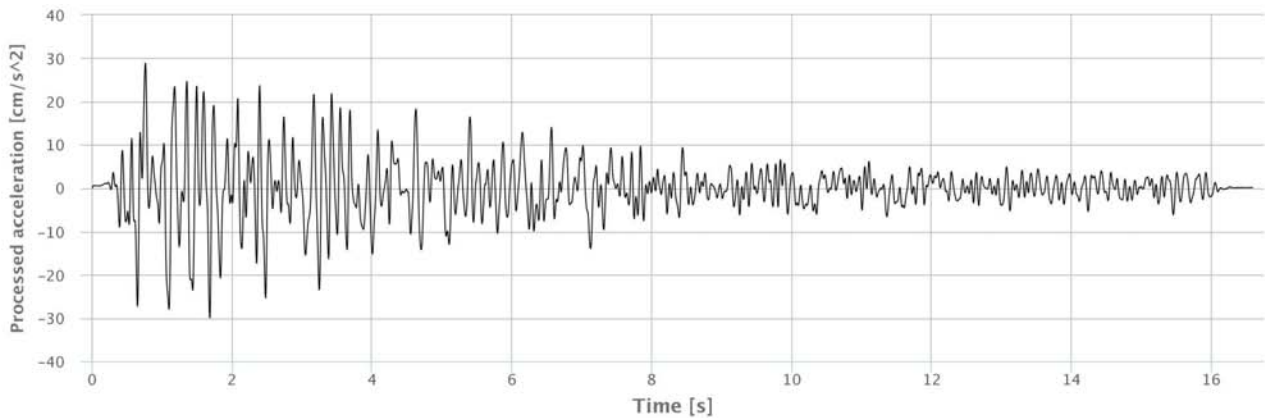


Fig. 7.12 Accelerogramma (componente E-W) del terremoto del 6 maggio 1976 registrato dalla stazione di Barcis.

Dallo spettro di risposta in accelerazione emerge un periodo predominante di 0.16 secondi (6.25 Hz) e un contenuto in frequenza significativo a partire da 0.5 Hz (Fig. 7.13).

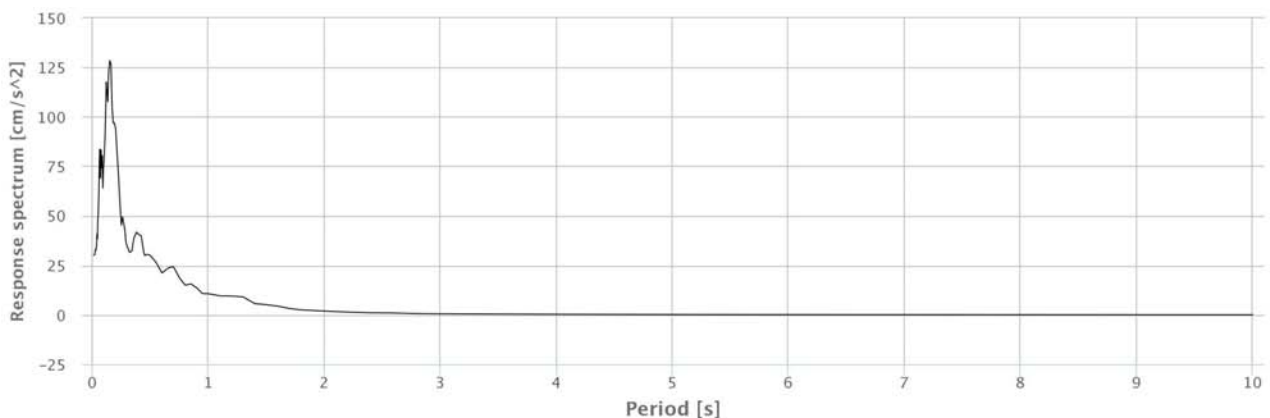


Fig. 7.13 Spettro di risposta in accelerazione della componente E-W del segnale registrato dalla stazione di Barcis.

Il segnale registrato è stato elaborato mediante alcune specifiche operazioni illustrate nel seguito al fine di determinare l'accelerogramma di progetto utilizzato come input del modello. L'accelerogramma reale è stato inizialmente scalato in funzione dei diversi valori di PGA di riferimento considerati nelle analisi. Il segnale sismico opportunamente scalato rappresenta il moto del terreno in superficie. Tuttavia, in FLAC l'input sismico deve essere applicato alla base del modello, quindi ad una certa profondità dalla superficie (Itasca, 2016a). Il corretto segnale di input è stato dunque calcolato mediante un'analisi di deconvoluzione che considera la profondità e le caratteristiche di densità e velocità di propagazione delle onde seconde del

livello roccioso di base (Mejia e Dawson, 2006). Nel caso specifico in esame, il segnale di input coincide nella sostanza con la metà del moto del suolo in superficie. Il segnale deconvoluto è stato successivamente filtrato rimuovendo le componenti in alta frequenza per ottenere un'accurata rappresentazione della trasmissione delle onde attraverso il modello. Al fine di evitare distorsioni numeriche, la dimensione della *mesh* è stata definita sulla base del contenuto in frequenza del segnale di input (Itasca, 2016a). Una frequenza massima più piccola consente di definire una *mesh* più rada e quindi di ridurre i tempi di calcolo, senza influenzare significativamente i risultati dell'analisi. Il segnale filtrato è stato in ultimo corretto al fine di ottenere velocità e spostamenti nulli al termine della perturbazione sismica. Se infatti questi non fossero nulli il modello esibirebbe spostamenti residui o velocità continue anche dopo il termine della sollecitazione sismica, alterando i risultati dell'analisi.

L'analisi non-lineare è molto più esigente dal punto di vista computazionale e richiede dei tempi di calcolo molto più lunghi. Questi sono funzione della complessità del modello, in particolare della dimensione complessiva del dominio di calcolo, della dimensione degli elementi di *mesh* e del numero delle discontinuità che lo caratterizzano. Nell'esigenza di mediare tra i tempi di calcolo e una corretta rappresentatività del modello, nelle analisi non-lineari è stata utilizzata una sezione di calcolo leggermente semplificata rispetto a quella utilizzata per le precedenti analisi (Fig. 7.14).

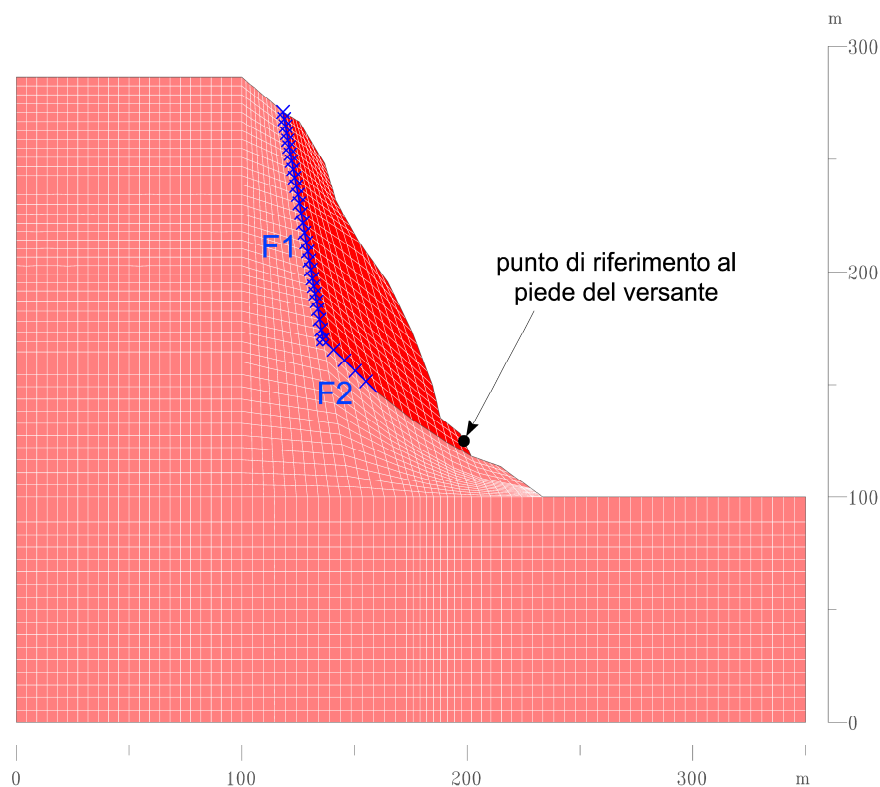


Fig. 7.14 Sezione di calcolo semplificata utilizzata in FLAC per le analisi sismiche dinamiche non-lineari.

Nella sezione di calcolo sono state implementate solo le faglie F1 e F2. È stato inoltre definito un punto di controllo coincidente ad un nodo della mesh in corrispondenza del piede del versante per investigare l'andamento delle accelerazioni, delle velocità e degli spostamenti durante la sollecitazione sismica (Fig. 7.14). Nelle analisi dinamiche non-lineari gli effetti della sollecitazione sismica sono stati valutati a partire dalle stesse tre configurazioni di riferimento del versante in condizioni iniziali che sono state considerate nell'analisi statica equivalente ($SRF_i = 1.00$, $SRF_i = 1.08$, e $SRF_i = 1.15$).

Per una condizione iniziale di stabilità coincidente a quella limite ($SRF_i = 1.00$), un terremoto caratterizzato da una PGA di 0.056 g (Fig. 7.15A), sarebbe sufficiente a causare il collasso del versante. In Fig. 7.15B è diagrammato l'andamento degli spostamenti del nodo di controllo al piede del versante in funzione del tempo di scuotimento del terreno. L'incremento esponenziale degli spostamenti si innesca a circa 1.2–1.4 secondi. A questo specifico istante si può far coincidere il momento del collasso del versante, che avviene dunque già prima dell'occorrenza del valore massimo di accelerazione.

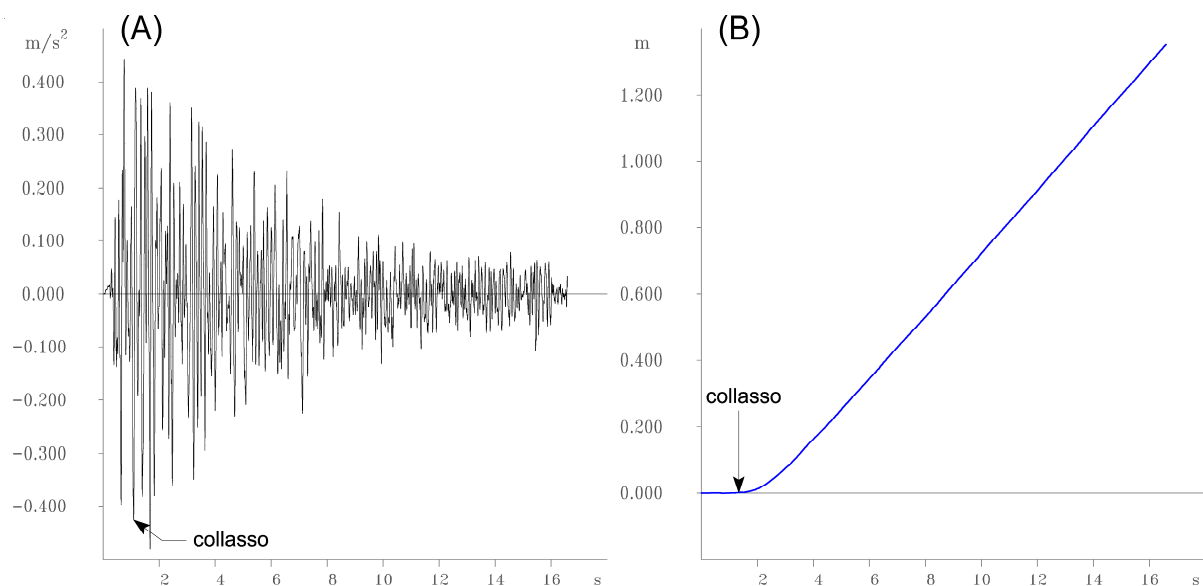


Fig. 7.15 (A) Accelerogramma di progetto (PGA = 0.056 g) e (B) spostamenti di un punto al piede del versante calcolati in FLAC per un versante con SRF iniziale pari a 1.00.

Con una condizione iniziale di stabilità pari a $SRF_i = 1.08$, il collasso del versante avviene per uno scuotimento del terreno caratterizzato da un valore di soglia di PGA pari a 0.106 g (Fig. 7.16A). In questo caso, l'istante caratterizzato dall'incremento esponenziale degli spostamenti a cui si può associare l'istante del collasso coincide con il momento in cui si verifica l'accelerazione massima (1.7 secondi circa, Fig. 7.16B). Per una sollecitazione sismica di entità inferiore rispetto a quella che determina il collasso (cioè PGA = 0.056

g), insorgono rotture locali (prevalentemente a taglio) all'interno del blocco di crollo e si accumulano spostamenti permanenti dell'ordine di grandezza del millimetro (0.5–1.5 mm).

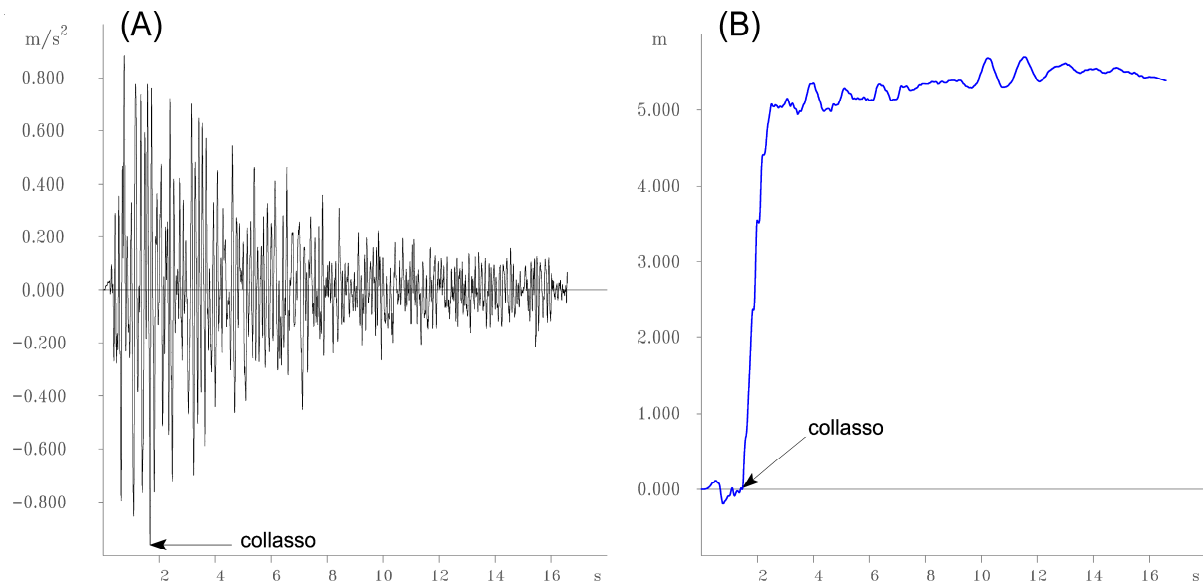


Fig. 7.16 (A) Accelerogramma di progetto (PGA = 0.106 g) e (B) spostamenti di un punto al piede del versante calcolati in FLAC per un versante con SRF iniziale pari a 1.08.

Nel caso in cui il grado di stabilità iniziale del versante sia più lontano dalla condizione limite ($SRF_i = 1.15$), il collasso dello sperone roccioso avviene per uno scuotimento del terreno caratterizzato da una PGA di 0.213 g (Fig. 7.17A). Tale valore di PGA è decisamente superiore ai valori di accelerazione di soglia ottenuti mediante l'approccio di calcolo della statica equivalente (PGA = 0.124 g).

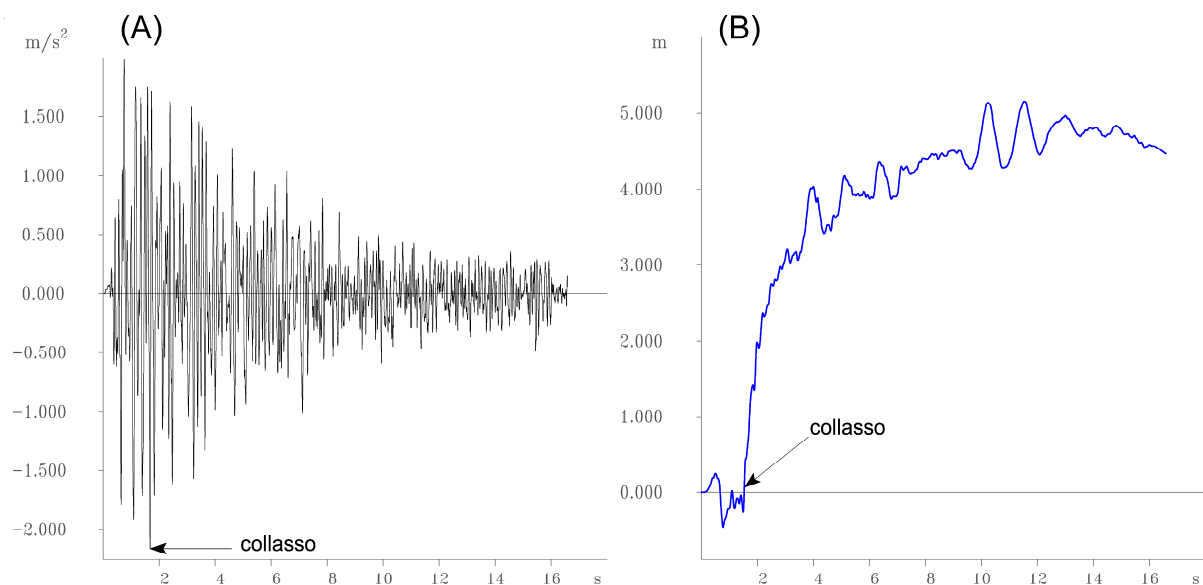


Fig. 7.17 (A) Accelerogramma di progetto (PGA = 0.213 g) e (B) spostamenti di un punto al piede del versante calcolati in FLAC per un versante con SRF iniziale pari a 1.15.

Anche in questo caso la rottura avverrebbe in coincidenza del valore di accelerazione massima (Fig. 7.17B). Gli spostamenti permanenti accumulati dal versante in conseguenza di un sisma caratterizzato da un valore di PGA inferiore a quello di soglia che causa il collasso ($PGA = 0.124 \text{ g}$) sono dell'ordine di pochi millimetri (1–3 mm).

Complessivamente, la modellazione numerica in condizioni sismiche del versante del Passo della Morte ha confermato che un possibile evento sismico con caratteristiche attese per il sito di interesse rappresenta un potenziale fattore di innesco per la frana. I risultati dell'analisi statica equivalente e dell'analisi dinamica non-lineare sono solo in parte concordanti. I valori soglia delle accelerazioni sismiche che determinano il collasso del versante sono gli stessi in due dei tre casi di riferimento analizzati. È emersa una differenza tra i due metodi di analisi nel valore soglia di PGA che innesca la rottura del versante qualora questo sia caratterizzato da una condizione iniziale della stabilità pari a $SRF_i = 1.15$. Un'altra significativa differenza tra i due metodi di analisi risiede nell'entità delle deformazioni permanenti (spostamenti e rotture locali) accumulate dal versante in conseguenza di una sollecitazione sismica non abbastanza forte da causarne il collasso. Gli spostamenti calcolati con l'analisi dinamica non-lineare sono mediamente di due ordini di grandezza inferiori rispetto a quelli ottenuti con l'analisi statica equivalente. Tali discrepanze risiedono nel differente approccio di calcolo. La distribuzione delle sollecitazioni nel versante è notevolmente diversa nei due casi. La limitazione fondamentale dell'analisi statica equivalente è quella di ricondurre l'azione sismica a delle forze laterali equivalenti aventi una forma e distribuzione ben precisa, trascurando gli effetti ciclici dei carichi e gli effettivi modi di vibrare del versante. La risposta sismica del versante è inoltre influenzata da altri fattori quali ad esempio il contenuto in frequenza del segnale o la direzione del treno d'onda. Tali aspetti possono essere presi in considerazione in un'analisi dinamica non-lineare.

7.3 Modellazione 3D

Le simulazioni sforzo–deformazione 3D del versante del Passo della Morte hanno permesso di investigare possibili rotazioni e direzioni differenziali di scivolamento dei vari blocchi che formano lo sperone instabile. Nella modellazione 3D sono stati analizzati i due scenari di rottura che coinvolgono lo Sperone W (Fig. 5.2A, B): (1) il collasso del BLOCCO1 ($V = 110000 \text{ m}^3$); e (2) il collasso del BLOCCO1-2-3 ($V = 200000 \text{ m}^3$). È stato fatto un notevole sforzo per progettare la mesh alle differenze finite, al fine di implementare una geometria rappresentativa del versante e di poter implementare le interfacce che simulano le faglie locali.

L'allestimento del modello con FLAC3D ha richiesto una semplificazione della geometria del versante. La topografia dello sperone calcareo è stata rappresentata con due piani medi del versante (Figg. 7.18, 7.19): la faccia occidentale e quella orientale, come evidenziato dalla morfologia del versante. Per entrambi gli scenari di rottura, i blocchi instabili sono stati generati assemblando specifiche zone primitive di mesh di forma diversa (parallelepipedi, cunei, tetraedri e piramidi). I singoli elementi di mesh hanno una dimensione variabile, con lati che variano da 1.0 m a 5.0 m. La mesh è stata progettata per garantire la regolarità di forma (cioè, corretti rapporti dimensionali nelle tre direzioni principali x , y , z), così da impedire la possibile insorgenza di stati tensionali e/o campi deformativi non realistici, specialmente in corrispondenza delle zone di contatto tra i blocchi adiacenti, ovvero lungo le interfacce.

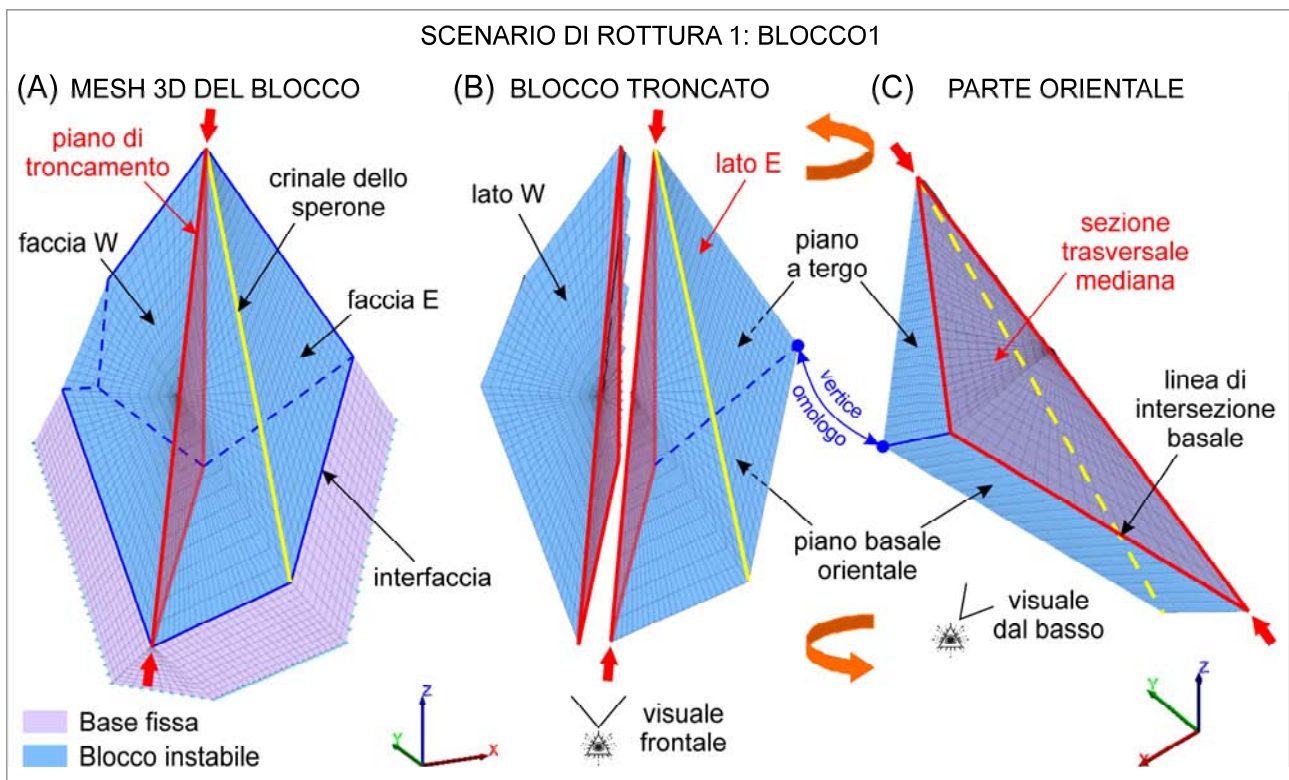


Fig. 7.18 (A) Mesh 3D alle differenze finite del BLOCCO1 del versante del Passo della Morte. (B), (C) Procedura geometrica per ottenere una sezione trasversale mediana del BLOCCO1 lungo la quale è stato analizzato il comportamento meccanico interno del versante.

I poliedri instabili sono sostenuti da delle basi fisse che sono vincolate da condizioni a contorno sugli spostamenti, inibendo i movimenti nelle tre direzioni principali x , y , z (Figg. 7.18, 7.19). Si noti che l'asse y si riferisce al Nord, mentre l'asse z coincide con la direzione verticale. La dimensione delle basi fisse in direzione z è sufficientemente grande da evitare ogni influenza delle condizioni a contorno sul parte del

dominio di calcolo di interesse. La profonda incisione del Rio Scluses nella porzione retrostante/laterale occidentale dello sperone calcareo è stata modellata con una faccia libera (Figg. 7.18, 7.19).

Il poliedro roccioso che simula il BLOCCO1 è completamente separato dalle basi di sostegno attraverso le interfacce che rappresentano le faglie che delimitano il blocco instabile alla base e a tergo (Fig. 7.18). La Fig. 7.18 illustra anche la procedura usata per estrapolare una sezione trasversale mediana del BLOCCO1 lungo la quale è stato analizzato il comportamento meccanico interno del versante instabile. Il BLOCCO1 è stato troncato con un piano sub-verticale che passa attraverso il culmine dello sperone e lungo la linea di intersezione dei due piani basali (Fig. 7.18A). Gli indicatori meccanici che verranno mostrati nelle figure successive (cioè, deformazioni massime di taglio e spostamenti) si riferiscono alla parte orientale del blocco troncato (Fig. 7.18B), adottando una vista prospettica dal basso che espone sia la sezione trasversale mediana che il piano basale orientale (Fig. 7.18C). La stessa procedura è stata impiegata per esaminare il comportamento interno del poliedro instabile associato al BLOCCO1-2-3.

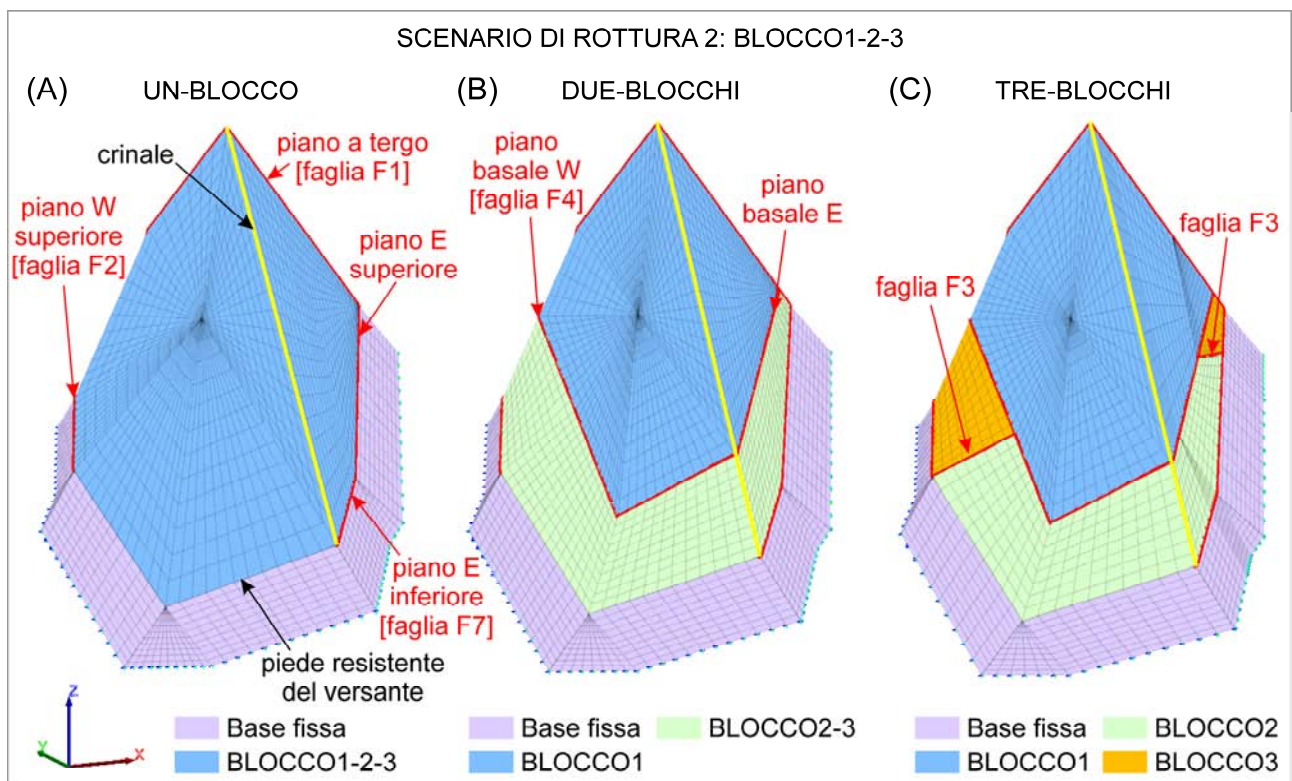


Fig. 7.19 Mesh 3D alle differenze finite del BLOCCO1-2-3. Sono state considerate tre diverse configurazioni geometriche di riferimento: (A) un-blocco, (B) due-blocchi, e (C) tre-blocchi.

Il poliedro che simula l'assemblaggio del BLOCCO1-2-3 è stato investigato considerando tre differenti configurazioni geometriche (Fig. 7.19), in modo da valutare l'influenza delle singole superfici di faglia sul comportamento meccanico complessivo del versante. Nella configurazione ad un-blocco (Fig. 7.19A), il

versante instabile è stato considerato come un singolo, unitario poliedro roccioso, modellando le sole discontinuità alla base e a tergo. Nelle configurazioni a due-blocchi (Fig. 7018B) e tre-blocchi (Fig. 7018C), il poliedro instabile è stato suddiviso in blocchi secondari aggiungendo in forma incrementale le faglie alla base del BLOCCO1 e la faglia a traversopoggio che separa il BLOCCO2 dal BLOCCO3, rispettivamente. Nell'ultimo caso, la faglia F3 è stata assunta come un piano continuo che attraversa completamente lo sperone calcareo al di sotto del BLOCCO1. In tutte e tre le configurazioni, l'ammasso roccioso resistente al piede del versante è stato modellato unendo gli elementi di mesh del poliedro superiore con le basi fisse sottostanti, creando una continuità fisica tra il BLOCCO2 al piede e la porzione stabile di versante al di sotto di questo (Fig. 7.19).

Il versante è stato analizzato solo in condizioni asciutte. I valori calcolati in 3D dello SRF sono sintetizzati in Tabella 7.2, per entrambi gli scenari di rottura che coinvolgono lo Sperone W. Assumendo un comportamento puramente attritivo delle faglie (cioè, con coesione nulla), alcune configurazioni del versante non sono rappresentative dell'effettiva condizione di stabilità, essendo il fattore di sicurezza inferiore o molto superiore a $SRF = 1.00$. I valori di SRF calcolati suggeriscono che l'angolo di attrito delle faglie alla base del BLOCCO1 non può essere significativamente inferiore a $\varphi = 30^\circ$ e quest'ultimo deve essere superiore all'angolo di attrito alla base del BLOCCO1-2-3. Tale evidenza è coerente con i parametri meccanici ottenuti tramite la caratterizzazione di campagna alla B-B (Tabella 4.3). In aggiunta i calcoli di SRF confermano che la progressiva suddivisione del versante instabile causa una diminuzione della generale condizione di stabilità, poiché i valori di SRF diminuiscono all'aumentare delle faglie implementate nel modello (Tabella 7.2). Analizzando la stabilità del versante nella configurazione che include tutte le faglie individuate e che assume differenti valori dei parametri di resistenza al taglio alla M-C, i valori calcolati di SRF variano tra $SRF = 1.03$ e $SRF = 1.13$ (ultima colonna in Tabella 7.2).

I risultati delle analisi sforzo-deformazione 3D relative alla rottura progressiva del BLOCCO1 confermano l'occorrenza dei due meccanismi di rottura precedentemente identificati nelle simulazioni 2D. La Fig. 7.20 mostra gli andamenti tri-dimensionali delle massime deformazioni di taglio che si verificano all'interno del versante instabile al progressivo diminuire della resistenza del blocco, fino alla condizione di collasso. Nel meccanismo di rottura 1, il danneggiamento interno dell'ammasso roccioso avviene inizialmente nella zona di intersezione tra il piano a tergo ed i due piani basali (Modello 1A in Fig. 7.20). La zona di danneggiamento si estende progressivamente verso sia la superficie topografica che il piede del versante (Modello 1B in Fig. 7.20), fino a che si forma una banda di taglio a franapoggio che attraversa l'intero blocco instabile (Modello 1C in Fig. 7.20). Il meccanismo di rottura 1 si verifica per valori più alti della resistenza al

taglio offerta dalle discontinuità che delimitano il blocco instabile e la condizione di rottura viene raggiunta per valori più bassi della coesione equivalente del BLOCCO1 ($c = 100$ kPa). Il blocco instabile si muove al collasso solo al di sopra delle parti più esterne dei piani basali pre-esistenti e lungo i due terzi superiori della faglia a tergo (Fig. 7.21A). La superficie di rottura 3D di neo-formazione ha una doppia curvatura che causa una generale roto-traslazione del blocco di frana (Fig. 7.21B). Quindi, l'effettivo cinematismo di rottura non corrisponde ad un classico cinematismo a cuneo. Ciò significa che, in base al meccanismo di rottura 1, il BLOCCO1 non risulta interamente coinvolto nello scivolamento e il volume di frana è leggermente inferiore al volume iniziale del blocco instabile ($V < 110000$ m³).

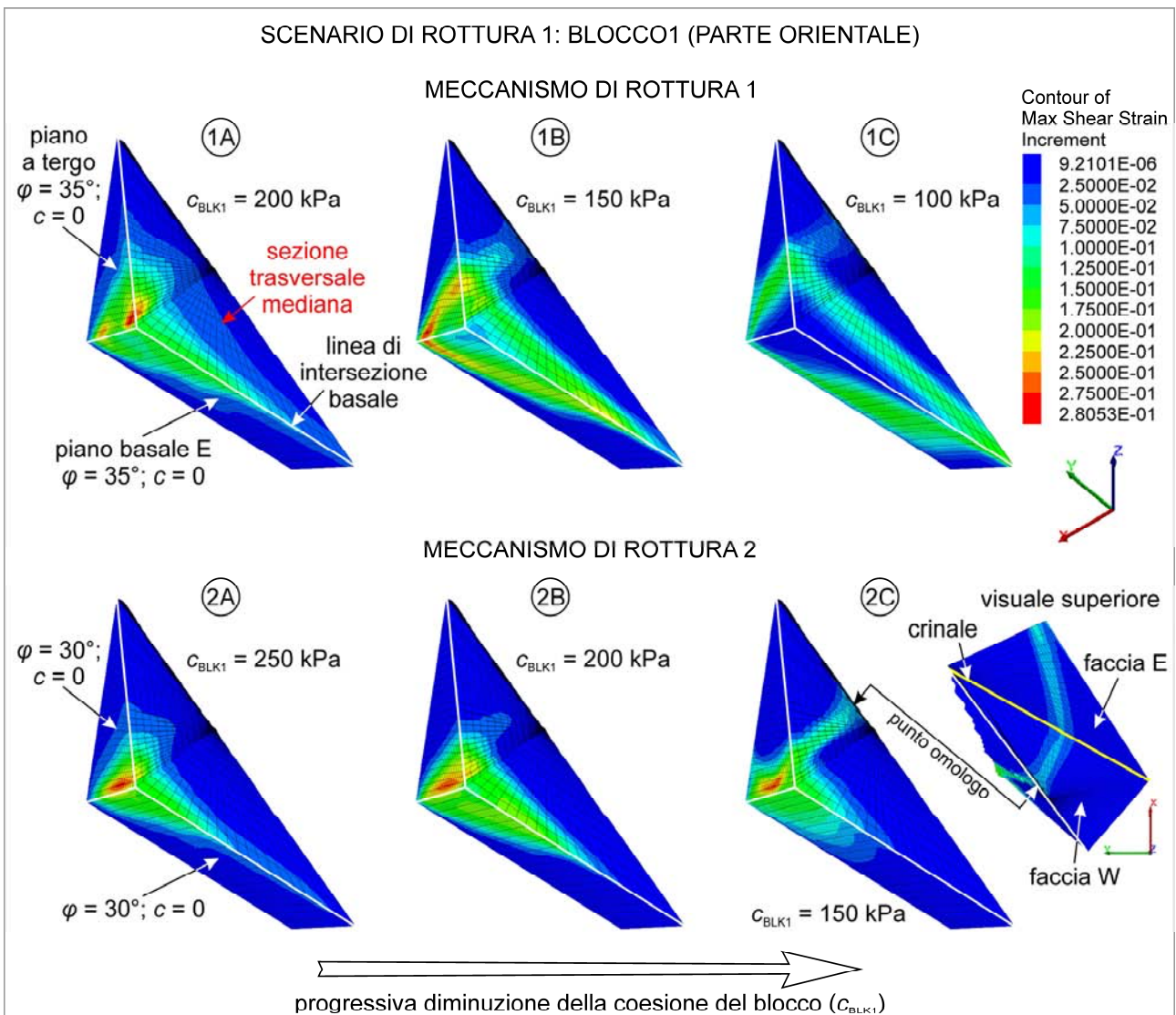


Fig. 7.20 Andamento delle deformazioni di taglio massime associate alla rottura progressiva del BLOCCO1. Sono evidenziati i due meccanismi di rottura.

Nel meccanismo di rottura 2, il notevole danneggiamento dell'ammasso roccioso che si innesca nella profonda zona di intersezione delle faglie a tergo e basali (Modello 2A in Fig. 7.20) cresce progressivamente verso la superficie topografica superiore (Modello 2B in Fig. 7.20), originando alla fine una banda di taglio, continua, a traversopoggio, che attraversa completamente il blocco instabile (Modello 2C in Fig. 7.20). Il meccanismo di rottura 2 si verifica per valori inferiori della resistenza al taglio dei piani delimitanti e la condizione a rottura è raggiunta per valori superiori della coesione equivalente del blocco instabile ($c = 150$ kPa). La banda di taglio di neo-formazione suddivide il BLOCCO1 in due blocchi secondari che hanno cinematismi differenti (Fig. 7.21C, D). Il blocco inferiore ha un generale cinematismo a cuneo, mentre il blocco superiore si muove di conseguenza ed è caratterizzato da spostamenti piuttosto omogenei (zone rosse in Fig. 7.21D). A causa dei movimenti differenziali dei due sotto-blocchi, lungo la faglia a tergo si verificano sia scivolamento che apertura (aree blu in Fig. 12C).

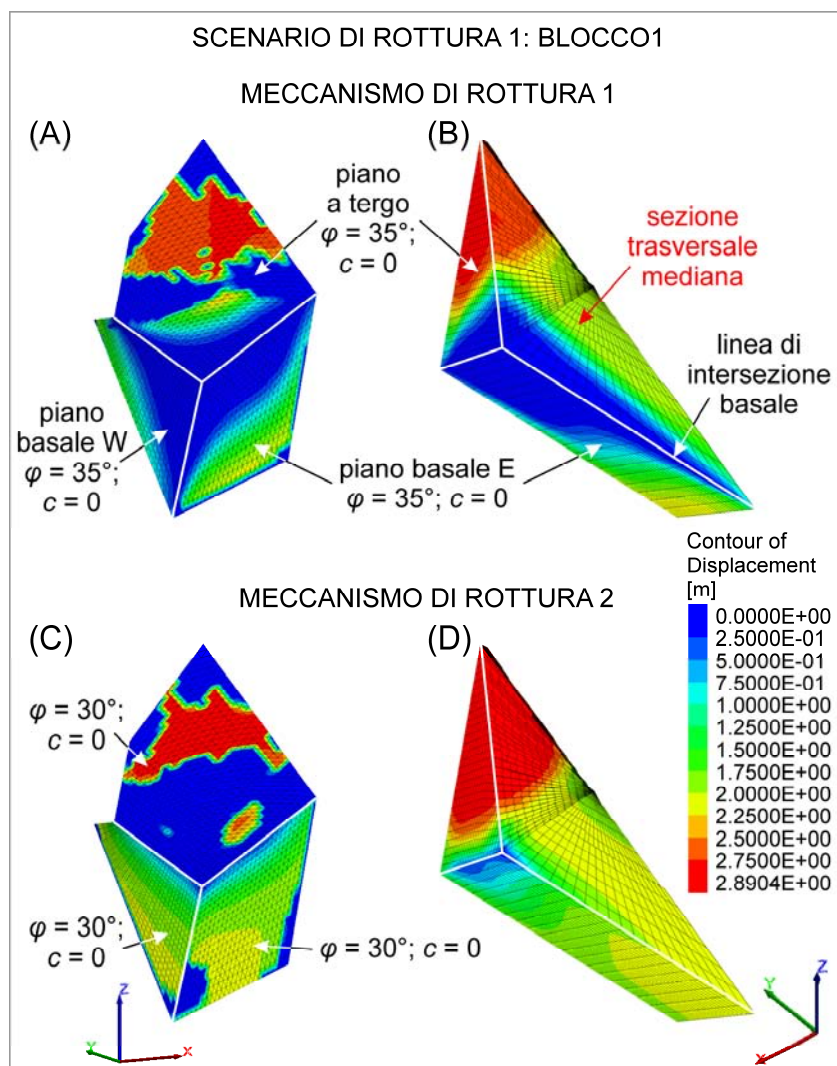


Fig. 7.21 Andamento tri-dimensionale di (A), (C) spostamenti di taglio all'interfaccia e (B), (D) spostamenti del blocco relativi alla condizione a rottura del BLOCCO1, in base ai due meccanismi di rottura identificati.

I risultati della modellazione relativa alla rottura progressiva del più grande multi-blocco (BLOCCO1-2-3) evidenziano che il meccanismo di rottura del versante è rappresentato da una combinazione dei due meccanismi di base riconosciuti per il BLOCCO1. Ciò significa che avvengono sia una suddivisione interna che la formazione di una nuova superficie di rottura basale all'interno del blocco instabile. La Fig. 7.22 mostra gli andamenti delle deformazioni di taglio massime che si verificano all'interno del blocco instabile come risultato della progressiva perdita di resistenza dell'ammasso roccioso, per le tre configurazioni geometriche a blocchi incrementali. In tutte le configurazioni, il danneggiamento dell'ammasso roccioso si innesca nella zona di intersezione tra il piano di faglia a tergo e la faglia alla base, non affiorante, come anche all'estremità inferiore di quest'ultima (Modelli 1A, 2A e 3A in Fig. 7.22).

In risposta alla diminuzione della resistenza dell'ammasso roccioso, si forma all'interno del blocco instabile una banda di taglio a traversopoggio, senza tuttavia portare al collasso del versante in virtù della presenza dell'ammasso roccioso resistente al piede dello stesso. Nella configurazione a un-blocco le deformazioni di taglio crescono dalla zona più interna alla base del blocco instabile fino alla superficie topografica (Modello 1B in Fig. 7.22), mentre nelle configurazioni a due-blocchi e tre-blocchi la banda di taglio a traversopoggio coinvolge solo il BLOCCO1 (Modelli 2B e 3B in Fig. 7.22). In particolare, nella configurazione a tre-blocchi il danneggiamento dell'ammasso roccioso si propaga dall'estremità superiore della faglia F3, formando così una superficie di taglio continua dal piano di scivolamento basale fino alla superficie topografica (Modello 3B in Fig. 7.22). In tutte le configurazioni analizzate, la banda di taglio di neo-formazione causa una suddivisione interna del poliedro roccioso in blocchi secondari addizionali.

La rottura del versante viene raggiunta solo attraverso lo sviluppo successivo di una banda di taglio a franapoggio che si origina all'interno dell'ammasso roccioso alla base del poliedro instabile (Modelli 1C, 2C e 3C in Fig. 7.22). Nelle configurazioni a due-blocchi e tre-blocchi, si crea una suddivisione interna addizionale a causa della formazione di una banda di taglio minore all'interno del BLOCCO1 (Modelli 2C e 3C in Fig. 7.22). La superficie di rottura finale 3D corrisponde solo parzialmente ai piani di faglia pre-esistenti, poiché la sua parte inferiore coincide con una superficie di neo-formazione a doppia curvatura che attraversa l'ammasso roccioso alla base del versante instabile. I blocchi di frana si muovono al di sopra del piano orientale superiore e delle parti più esterne dei piani occidentale superiore e orientale inferiore (aree verdi e azzurre in Fig. 7.23). La geometria a "cucchiaio" della superficie di rottura basale causa un'elisione e un arrotondamento della geometria pre-esistente a cuneo. Di conseguenza, la direzione principale di scivolamento è leggermente differente rispetto alla direzione della linea di intersezione dei due piani basali.

SCENARIO DI ROTTURA 2: BLOCCO1-2-3 (PARTE ORIENTALE)

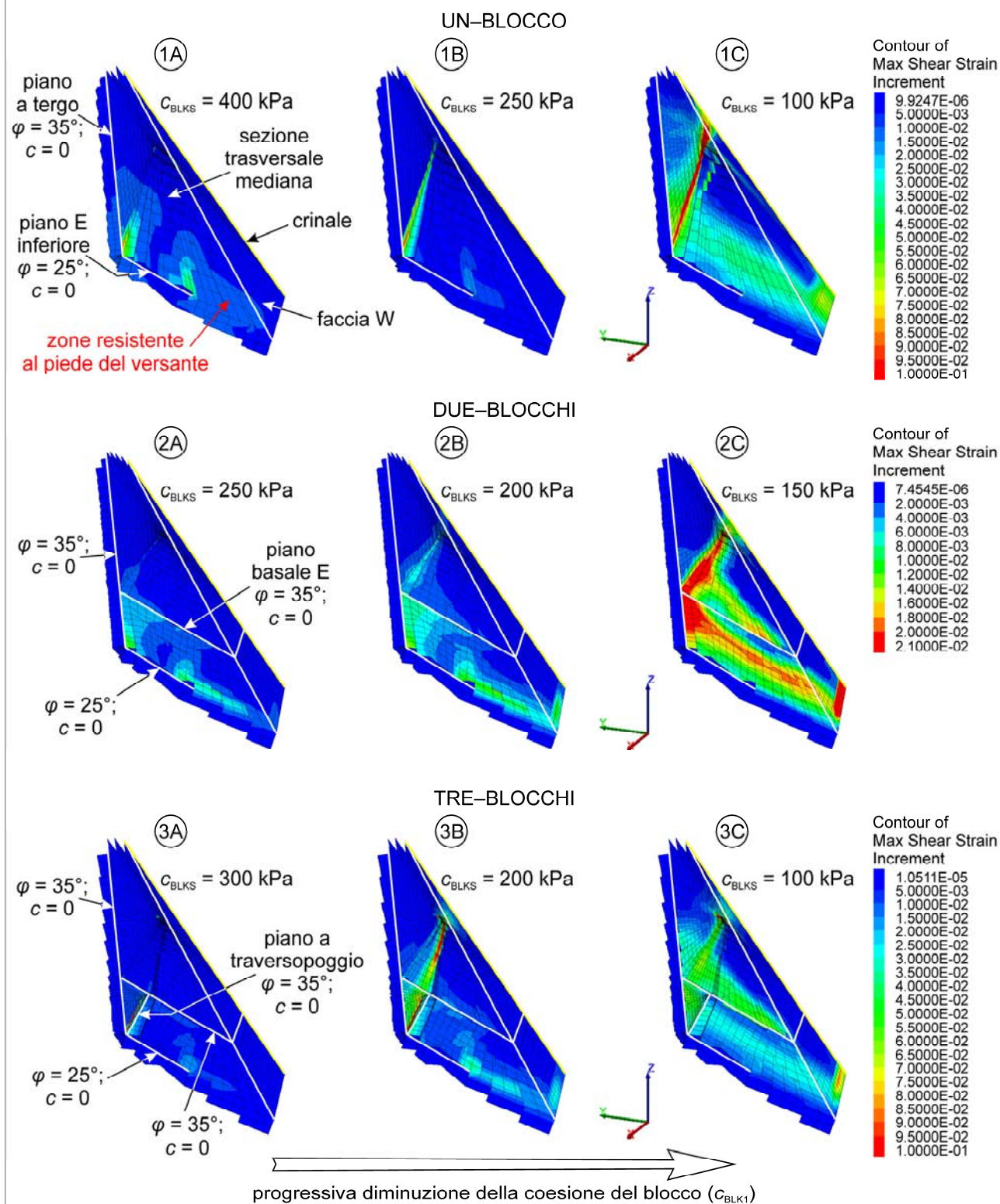


Fig. 7.22 Andamento tri-dimensionale delle deformazioni di taglio massime associate alla rottura progressiva del BLOCCO1-2-3. Sono state considerate tre configurazioni geometriche a blocchi del versante instabile.

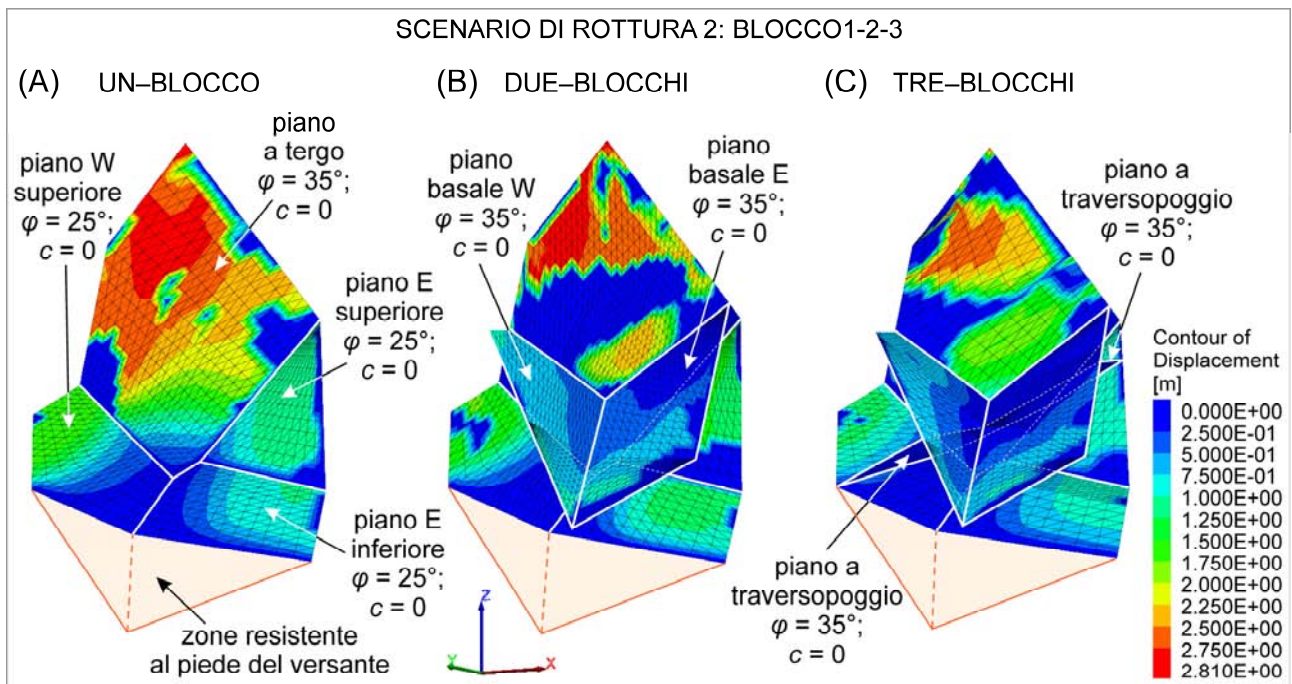


Fig. 7.23 Andamento tri-dimensionale degli spostamenti di taglio calcolati lungo le interfacce (faglie locali) associate alla rottura progressiva del BLOCCO1-2-3, secondo le configurazioni analizzate a (A) un-blocco, (B) due-blocchi, e (C) tre-blocchi.

L'andamento degli spostamenti tri-dimensionali calcolati a rottura (Fig. 7.24) riflette la suddivisione interna in blocchi secondari dell'intero poliedro instabile, evidenziando movimenti differenziali tra i vari blocchi che formano lo sperone calcareo. Un salto nell'andamento degli spostamenti si localizza in corrispondenza della banda di taglio a traversopoggio di neo-formazione (cioè, nelle zone da verde ad arancione in Fig. 7.24A, che coincide a circa 1 m di spostamento relativo). Nelle configurazioni a due-blocchi e tre-blocchi, la presenza dei piani di faglia pre-esistenti alla base del BLOCCO1 determina movimenti relativi tra questo e i blocchi sottostanti. Ciò è rimarcato dagli spostamenti di taglio che si verificano su detti piani, i quali possono essere considerati come movimenti relativi tra i blocchi adiacenti (Fig. 7.24B, C). Il BLOCCO1 ha spostamenti superiori e mostra una generale componente antioraria di scivolamento (Fig. 7.24B, C); mentre i blocchi sottostanti (BLOCCO2 e BLOCCO3) si muovono in modo solidale con spostamenti inferiori e di diversa direzione di scivolamento (Fig. 7.24C).

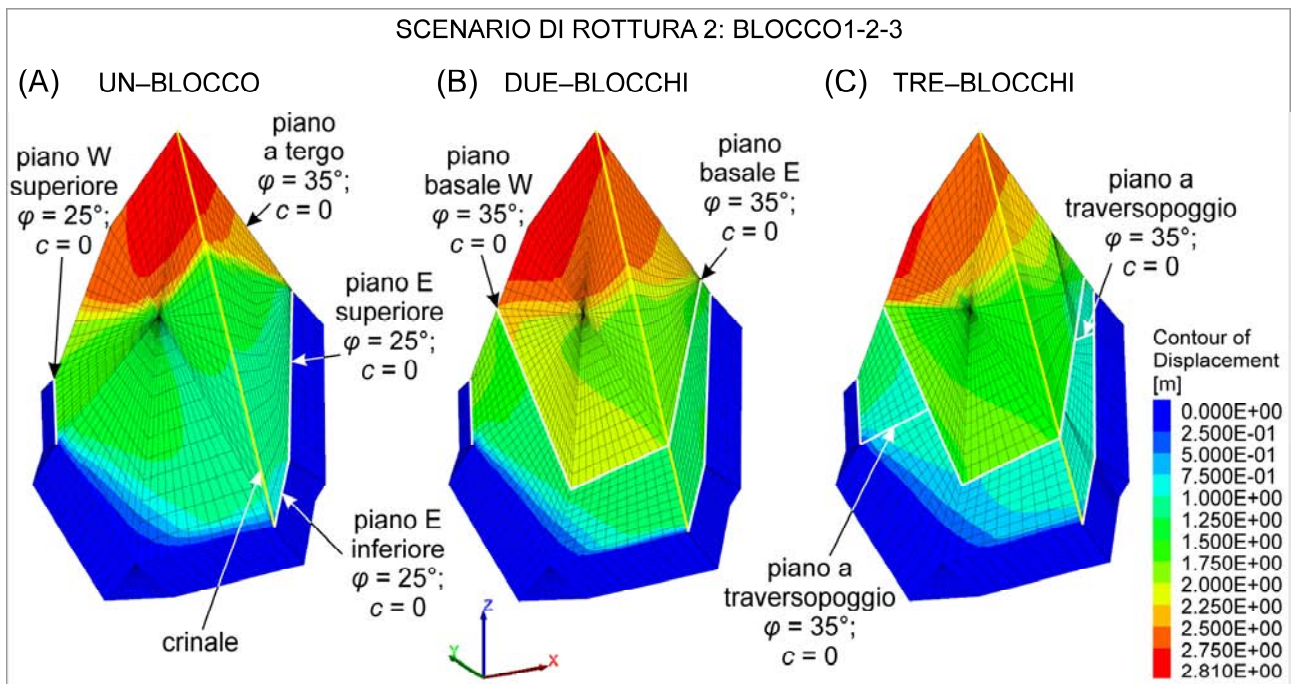


Fig. 7.24 Andamento tri-dimensionale degli spostamenti calcolati del versante associati alla rottura progressiva del BLOCCO1-2-3, secondo le configurazioni analizzate a (A) un-blocco, (B) due-blocchi, e (C) tre-blocchi.

7.4 Discussione dei risultati

L'adozione di due approcci di calcolo differenti per l'investigazione della condizione di stabilità del versante del Passo della Morte (analisi LEM vs. modellazione FDM) ha permesso di comparare i valori di FS ottenuti con le analisi all'Equilibrio Limite con i valori di SRF calcolati con la modellazione numerica alle differenze finite. Analizzando la stessa geometria del versante e assumendo le stesse proprietà di resistenza della potenziale superficie di rottura, i valori del fattore di sicurezza calcolati con il LEM sono sempre inferiori a quelli ottenuti tramite la modellazione FDM (Tabella 7.2). Questa differenza è maggiore per le analisi 2D, cioè considerando una geometria bi-lineare della superficie di rottura.

La notevole discrepanza nei valori corrispondenti del fattore di sicurezza è ovviamente causata dalle differenti caratteristiche intrinseche dei due approcci di calcolo. In particolare, tale discrepanza è dovuta allo specifico meccanismo di rottura richiesto per ottenere il collasso del versante che, a sua volta, dipende dalla geometria complessa della superficie di rottura. Le simulazioni sforzo-deformazione (sia 2D che 3D) hanno dimostrato che il collasso di un versante roccioso caratterizzato da notevole altezza e dimensione ($H > 50$ m; $V > 100000$ m³) avviene secondo un meccanismo di rottura complesso costituito da una combinazione di scivolamento lungo discontinuità pre-esistenti e danneggiamento interno dell'ammasso roccioso con

formazione di superfici di rottura secondarie. Ciò significa che la condizione di stabilità del versante è correlata alle proprietà resistenti sia della superficie di scivolamento che del blocco instabile. Tuttavia, nelle analisi LEM viene considerata solo la resistenza al taglio della superficie di scivolamento e il contributo resistente offerto dall'ammasso roccioso è ignorato. Di conseguenza, i valori di FS calcolati tramite LEM sottostimano largamente la condizione di stabilità del versante del Passo della Morte. L'approccio di calcolo LEM risulta quindi essere estremamente cautelativo.

La Fig. 7.25 illustra concettualmente gli stadi principali che portano al collasso di un versante roccioso analizzato in 2D e caratterizzato da una superficie di scivolamento bi-lineare, in cui il tratto a tergo è maggiormente inclinato di quello basale. Quando la superficie di scivolamento inferiore non affiora alla faccia del versante (Fig. 7.25A), o quando è presente solo la superficie di scivolamento a tergo (Fig. 7.25B), la rottura si innesca attraverso il taglio dell'ammasso roccioso, specialmente in coincidenza di zone ad alta concentrazione di stress al piede del versante (punto O in Fig. 7.25). Insorgono rotture localizzate a taglio e trazione che si propagano fino ad enucleare una superficie di taglio continua alla base del blocco instabile (O-O' e O-P in Fig. 7.25A, B). Si genera di conseguenza una superficie bi-lineare completamente formata che consente spostamenti di taglio lungo entrambi i piani intersecanti (Fig. 7.25C). Si genera di conseguenza una superficie bi-lineare completamente formata che consente spostamenti di taglio lungo entrambi i piani intersecanti (Fig. 7.25C).

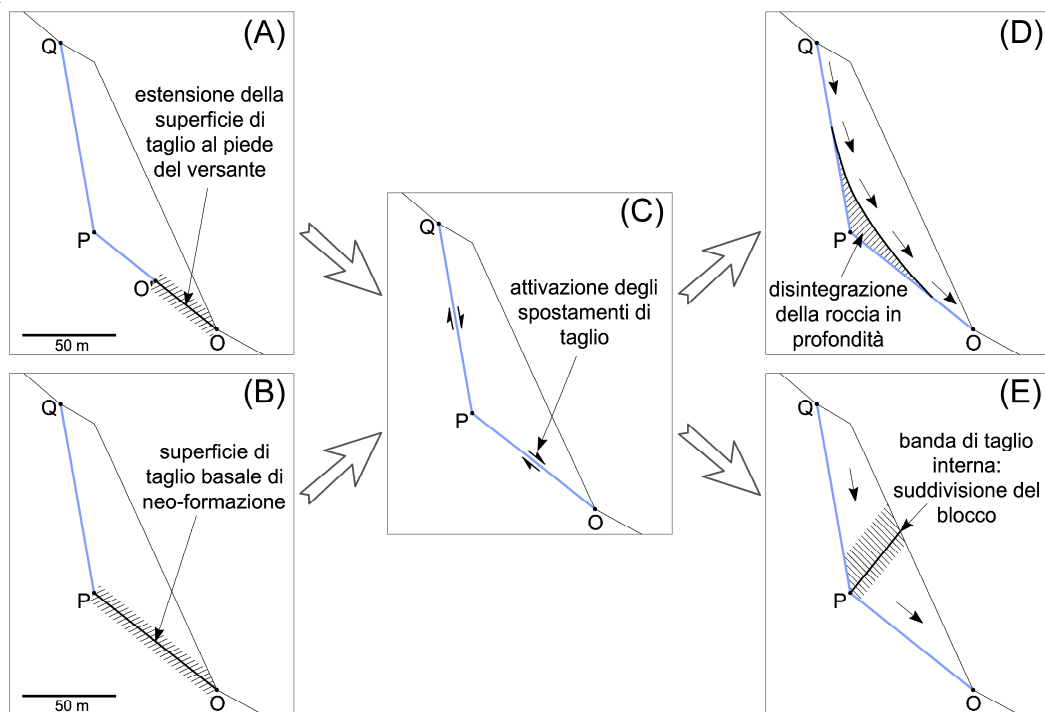


Fig. 7.25 Possibili meccanismi di rottura di un versante roccioso caratterizzato da una geometria bi-lineare della superficie di scivolamento.

Tuttavia, il collasso del versante è consentito solo attraverso il danneggiamento interno del blocco instabile a causa di ulteriori rotture a taglio e trazione che originano superfici di rottura interne secondarie e/o zone di danneggiamento. Si possono generare due meccanismi di rottura, in funzione dei rapporti di resistenza tra il blocco instabile e le discontinuità che lo delimitano. In base al meccanismo di rottura 1, si genera un cinematismo roto-traslativo lungo una superficie di rottura curvilinea (Fig. 7.25D). Secondo il meccanismo di rottura 2, si crea una suddivisione interna del blocco instabile in conseguenza della formazione di una banda interna di taglio a reggipoggio che causa spostamenti differenziali tra i blocchi secondari (Fig. 7.25E).

Il confronto dei risultati numerici ottenuti dai due diversi approcci dimensionali impiegati (2D vs. 3D), mette in luce l'influenza della reale geometria multi-blocco sul meccanismo di rottura del versante e sulla stima del fattore di sicurezza. Le simulazioni 3D evidenziano spostamenti differenziali tra i blocchi adiacenti secondari, con componenti rotazionali di movimento che non sono state colte dalle analisi 2D (Fig. 7.24). I movimenti relativi tra i sotto-blocchi sono responsabili di concentrazioni localizzate di sforzo che, a loro volta, hanno conseguenze sul potenziale meccanismo di rottura. Nel caso 3D, quest'ultimo è rappresentato da una combinazione dei meccanismi di rottura di base (1 e 2) identificati nella modellazione 2D. Inoltre, la reale geometria tri-dimensionale ha una notevole influenza sui gradi di vincolo del sistema meccanico. I movimenti differenziali dei blocchi adiacenti e i relativi sforzi indotti causano dei vincoli cinematici che, nel complesso, limitano gli spostamenti del versante e incrementano la sua resistenza globale. Con un maggior grado di vincolo, il collasso può avvenire solo attraverso il coinvolgimento nella rottura di più parti di roccia intatta. In conseguenza di ciò e dello specifico effetto di incuneamento originato dalla geometria dei piani di base convergenti, il fattore di sicurezza del versante calcolato in 3D è sempre superiore di quello calcolato in 2D, per certe configurazioni anche in modo significativo (Tabella 7.2).

La geometria implementata del versante del Passo della Morte considera solo le grandi discontinuità che delimitano i blocchi secondari e non considera la reale struttura giuntata dell'ammasso roccioso, specialmente i giunti di strato persistenti. La struttura multi-blocco modellata è caratterizzata da una certa rigidità. L'effettiva fratturazione interna dell'ammasso roccioso causa un aumento della deformabilità del versante, inducendo movimenti interni localizzati lungo le discontinuità che determinano un maggior numero di gradi-di-libertà del sistema meccanico. Nella modellazione numerica condotta, basata sul continuo, la fratturazione interna è stata presa in considerazione in maniera indiretta attraverso una rigidità "scalata" dei blocchi rocciosi, come risulta dalla caratterizzazione di Hoek-Brown. In tale caratterizzazione, i giunti di

stratificazione persistenti sono stati considerati nella stima del *Geological Strength Index* (GSI) dei vari blocchi. Questo approccio può essere usato per prendere in considerazione una deformabilità approssimata, o equivalente, del versante. Tuttavia, il numero di gradi-di-libertà del sistema è inferiore a quello reale, poiché sono considerate solo le discontinuità principali. Di conseguenza, è ragionevole attendersi che l'effettiva condizione di stabilità del versante sia inferiore, di una certa entità, a quella associata ai valori di SRF ottenuti dalle simulazioni numeriche 3D (SRF = 1.03–1.13). Inoltre, poiché nella modellazione al continuo non è stato possibile modellare la rottura progressiva in modo esplicito, sono attese delle differenze nell'andamento delle deformazioni di taglio e delle zone di plasticizzazione a taglio e trazione. Per i medesimi motivi, anche gli spostamenti relativi all'interno dell'ammasso roccioso sono realisticamente maggiori. Nonostante ciò, il comportamento meccanico complessivo del versante non può cambiare significativamente. Questo è provato dalle evidenze di campagna, in particolare dal fatto che non si sono verificate significative deformazioni lungo i giunti di stratificazione (vedi sez. 4.6).

Il confronto tra le evidenze di natura geomeccanica riconosciute in sito e gli indicatori meccanici ottenuti dalle simulazioni FDM (Evidenze di sito vs. Modellazione numerica) ha permesso di comprendere il comportamento pre-collasso e il processo di danneggiamento interno che coinvolgono i versanti rocciosi instabili. Sulla base delle modellazioni condotte, si verificano spostamenti relativi lungo le discontinuità principali che delimitano i blocchi adiacenti (Figg. 7.21, 7.23). Questi movimenti sono ben correlati agli indicatori cinematici identificati in sito, quali rigetti di faglia e strie, e alle misure di spostamento registrate da un estensimetro installato in corrispondenza della faglia F4 (Figg. 4.10, 4.11).

Tuttavia, gli spostamenti calcolati sia delle interfacce che dei blocchi (Figg. 7.21, 7.23, 7.24) sono associati alla condizione di rottura del versante, ovvero allo stato di flusso plastico continuo in FLAC. Gli spostamenti del versante cumulati prima del collasso sono difficili da quantificare esattamente perché non è facile identificare l'istante del collasso durante il calcolo numerico in maniera inequivocabile. Ciò significa che gli spostamenti calcolati non sono dei reali movimenti pre-collasso, e non possono essere confrontati con le misure registrate dall'estensimetro. Inoltre, gli spostamenti misurati si riferiscono ad un breve periodo di monitoraggio (circa due anni e mezzo), mentre la variabile "tempo" non è considerata nelle simulazioni. Per tali motivi, gli spostamenti calcolati, sia nella modellazione 2D che 3D, non sono sufficientemente rappresentativi da poter essere considerati a scopo previsionale.

I modelli numerici mostrano che il danneggiamento dell'ammasso roccioso inizia in zone ad alta concentrazione dello stress, ovvero nelle zone di intersezione delle faglie locali, alle loro estremità e al piede

del versante (Figg. 7.5, 7.7, 7.9, 7.20, 7.22). Il rilievo geomeccanico ha accertato che la fratturazione dell'ammasso roccioso non è omogenea tra i blocchi secondari. Il BLOCCO2, sia nella zona di intersezione tra le faglie F2 e F3 (Figg. 4.3A, 4.5) che al piede dello sperone calcareo (Figg. 4.3B, 4.7), è caratterizzato da un notevole danneggiamento dell'ammasso roccioso, includendo fratture di origine gravitativa o di neo-formazione. In aggiunta, i risultati delle simulazioni 3D evidenziano lo sviluppo di una banda di taglio a franapoggio associata alla superficie di rottura basale del BLOCCO1-2-3 (Fig. 7.22) che affiora alla faccia del versante proprio nella zona dove è avvenuta la frana di crollo parietale del Marzo 2013 (Fig. 3.10). Quindi, le analisi sforzo-deformazione hanno simulato intense deformazioni del versante in zone dove si è verificato effettivamente un danneggiamento dell'ammasso roccioso.

Nel meccanismo di rottura 2, si enuclea una banda di taglio a traversopoggio all'interno del blocco instabile, suddividendo il poliedro roccioso in due sotto-blocchi (Figg. 7.7, 7.20, 7.22). Questa banda di taglio di neo-formazione ha delle caratteristiche molto simili alla faglia F3 identificata sulla scarpata occidentale dello Sperone W che suddivide il BLOCCO 2 dal BLOCCO3, anche se non c'è un'esatta corrispondenza sulla posizione della faglia (Fig. 7.2). Ciò nonostante, l'orientazione equivalente e il comune stato di sforzo a taglio che ha generato sia la banda simulata che la faglia reale rappresentano una significativa rassomiglianza tra i risultati numerici e le evidenze di sito. Di conseguenza, il meccanismo a cuneo attivo-passivo è il meccanismo di rottura del versante più plausibile.

L'analisi dinamica non-lineare ha evidenziato che gli spostamenti permanenti accumulati dal versante in conseguenza di una sollecitazione sismica sono di entità molto modesta (0.5–3 mm), a causa essenzialmente del comportamento prevalentemente rigido dell'ammasso roccioso. Ciò rende in sostanza impossibile una loro identificazione in sito. Di conseguenza, è molto difficile valutare gli effetti sulla stabilità del versante dell'accumulo di deformazione e danneggiamento al quale può essere soggetto il versante in conseguenza di terremoti, anche non forti, che si sono verificati nell'area di interesse. Il versante può giungere al collasso sia a causa di un unico evento sismico sufficientemente forte sia per effetto di sismi ripetuti, benché di minore magnitudo, che determinano un accumulo di danno nell'ammasso roccioso ed una perdita progressiva della resistenza globale del versante.

Capitolo 8

Analisi di propagazione del materiale di crollo

Le analisi di propagazione del materiale di crollo sono state condotte mediante una modellazione numerica in tre dimensioni (3D) che considera il reale andamento della superficie topografica (Fig. 5.3). L'obiettivo della modellazione numerica è stato quello di definire le aree a rischio di un potenziale fenomeno di frana che coinvolge il versante del Passo della Morte, con la definizione delle traiettorie dei blocchi di crollo, della geometria e del volume del deposito di frana e della relativa interazione di quest'ultimo con il corso del F. Tagliamento. Le simulazioni sono state condotte al fine di valutare la possibile ostruzione del fondovalle con relativa formazione di uno sbarramento di frana, per i tre distinti scenari di crollo identificati:

1. Scenario 1: crollo del BLOCCO1 (volume unitario = 110000 m³);
2. Scenario 2: crollo del BLOCCO1-2-3 (volume unitario = 200000 m³); e
3. Scenario 3: crollo del BLOCCO1-2-3 e del BLOCCO DOLOMITICO (volume complessivo = 335000 m³).

Nello scenario 3, sono stati simulati gli effetti cumulati di due eventi di frana successivi, costituiti da un primo crollo del multi-blocco a cui segue la rottura retrogressiva del blocco dolomitico retrostante.

Come dimostrato dalle evidenze acquisite in sito (vedi Capitolo 4), l'elevato stato di fratturazione dell'ammasso roccioso e la stratificazione sottile dei livelli calcarei che costituiscono il versante del Passo della Morte generano dei singoli blocchi rocciosi di dimensioni modeste ($V \leq 1 \text{ m}^3$). Inoltre, in conseguenza di un possibile crollo di roccia, è ragionevole attendersi che le lastre calcaree di maggiore dimensione ma modesto spessore si fratturino e si suddividano pressoché immediatamente a causa degli impatti reciproci o col substrato, originando blocchi rocciosi sempre più piccoli e compatti. Di conseguenza, il fenomeno di propagazione del crollo può essere assimilato ad un flusso granulare asciutto di blocchi rocciosi distinti soggetti a fenomeni di traslazione, rotolamento, caduta libera ed impatti multipli. Il comportamento è prevalentemente di tipo attritivo (radente e volvente) con dispersioni di energia causate dagli impatti reciproci e dalla fratturazione e progressiva riduzione della granulometria del materiale di crollo.

Per simulare tale fenomenologia, le analisi di propagazione del crollo sono state condotte mediante una modellazione numerica agli elementi distinti (DEM), utilizzando il codice di calcolo commerciale PFC3D (Itasca, 2016b). Il DEM è una tecnica di modellazione che permette di ottenere una soluzione di calcolo che descrive il comportamento meccanico di corpi discontinui. Un mezzo discontinuo si distingue rispetto ad uno continuo per l'esistenza di contatti o interfacce tra i singoli elementi che compongono il sistema. PFC3D permette un'implementazione semplificata del DEM perché simula il comportamento meccanico di un sistema costituito da una collezione di particelle rigide di forma sferica e dimensione arbitraria. Le singole particelle possono spostarsi tra loro in maniera indipendente ed interagiscono unicamente ai contatti tra esse. Il comportamento meccanico del sistema viene descritto in funzione del movimento delle singole particelle e delle forze inter-particellari che agiscono ad ogni punto di contatto. In letteratura, numerosi casi di studio di reali crolli o valanghe di roccia sono stati simulati mediante l'utilizzo del codice PFC3D (Poisel et al., 2008 e 2009; Tommasi et al., 2008; Thompson et al., 2010; Lu et al., 2014; Zhou et al., 2015; Zhao et al., 2016).

L'algoritmo di calcolo implementato in PFC3D permette di simulare l'interazione non-lineare di un gran numero di particelle senza richiedere un'eccessiva memoria o la necessità di una procedura iterativa. Lo schema di calcolo applica la seconda legge di Newton alle singole particelle ed una legge forza–spostamento ai contatti tra le stesse. Ad ogni ciclo di calcolo vengono determinate la velocità e la posizione di ogni singolo elemento e, contestualmente, vengono aggiornati i punti di contatto tra le particelle e le forze ivi agenti. La tecnica di modellazione agli elementi distinti, ed in particolare il codice di calcolo PFC3D, permette quindi di simulare grandi spostamenti e/o rotazioni dei singoli corpi discontinui (compreso il completo distacco), riconoscendo automaticamente nuovi contatti tra le particelle durante la progressione del calcolo. Per gli importanti aspetti precedentemente esposti, PFC3D è stato quindi considerato il codice più idoneo a simulare la fenomenologia oggetto di studio, in particolare per la capacità di cogliere il comportamento meccanico di un flusso granulare asciutto in materiale roccioso.

8.1 Impostazione delle simulazioni e parametri di input

Nelle analisi condotte con PFC3D, la superficie topografica è stata modellata mediante un unico elemento "wall" costituito da un numero finito di celle triangolari (circa 20000) che meglio approssimano l'andamento della topografia di base. L'elemento *wall* rappresenta la superficie di base (condizione a contorno) al di sopra della quale le particelle sferiche si propagano. Le particelle (definite "balls") interagiscono con l'elemento *wall*

mediante forze di inter-scambio agenti ai contatti *ball-wall*. Le singole porzioni instabili di versante sono state invece modellate in due fasi successive di generazione. In una prima fase, è stata ricostruita la superficie tridimensionale in forma chiusa dei singoli volumi di crollo, mediante degli elementi *wall*. Ciò ha permesso di definire delle regioni dello spazio all'interno delle quali sono state successivamente create le particelle. Mediante un generatore casuale di particelle, gli elementi *wall* sono stati riempiti con un certo numero di elementi distinti in modo da generare gli assemblaggi di particelle correlati ai singoli volumi di crollo.

Il raggio delle particelle è stato assunto costante e pari a 1 m. La reale distribuzione granulometrica degli accumuli di crolli di roccia, che deriva da fenomeni di disintegrazione, frammentazione e macinazione, è influenzata da diversi fattori, tra i quali (Crosta et al., 2007): le caratteristiche litologiche e le proprietà meccaniche dei materiali coinvolti, il livello e la storia dello stato tensionale agente e la velocità acquisita durante il fenomeno di propagazione. La distribuzione granulometrica dei blocchi risulta essere alquanto variabile, con raggi che variano tipicamente dai decimi di millimetro alle decine di metri. Tuttavia, le potenze di calcolo dei processori ad oggi disponibili non permettono di simulare fenomeni di propagazione di volumi di frana della dimensione di quelli investigati nel presente studio (ordine di grandezza: 100000–200000 m³) considerando le reali distribuzioni granulometriche dei blocchi di crollo. I tempi di calcolo risulterebbero essere eccessivi, senza oltretutto garantire risultati più realistici. Ai fini del presente studio è stato quindi assunto un valore singolo del raggio delle particelle, tale da garantire una corretta riproducibilità del fenomeno di propagazione del crollo in tempi di analisi accettabili.

Il sistema particellare creato è stato successivamente posto in equilibrio (condizione iniziale) mediante compattazione e confinamento sotto l'azione dell'accelerazione di gravità. Lo stato di sforzo iniziale così generato è rappresentato dalle forze inter-particellari agenti ai contatti derivanti dal solo peso proprio dell'assemblaggio di elementi distinti. Lo stato di compattazione iniziale deve inibire l'insorgenza di forze di repulsione tra le particelle causate da una parziale sovrapposizione delle stesse, in quanto irrealistiche. Gli assemblaggi creati sono costituiti da particelle tra loro slegate, ovvero non ci sono resistenze di legame, ed i singoli elementi distinti possono ruotare o traslare reciprocamente o separarsi liberamente in funzione delle forze di contatto agenti. Il sistema particellare simula quindi un materiale granulare sciolto. Al termine dei processi di generazione e compattazione delle particelle, gli elementi *wall* che definiscono la superficie dei singoli volumi di crollo vengono cancellati. La loro rimozione comporta una modifica nella distribuzione delle forze inter-particellari. Se il sistema non risulta più in equilibrio meccanico statico le particelle iniziano a muoversi innescando il fenomeno di flusso granulare.

Il flusso granulare dell'assemblaggio di particelle simulato in PFC3D è caratterizzato dall'interazione di fenomeni di: caduta libera, impatto, traslazione e rotolamento. Il comportamento meccanico del sistema è quindi governato dalle caratteristiche fisiche assegnate ai contatti tra le particelle e tra queste e la superficie topografica. I contatti tra le particelle (contatti *ball-ball*) sono stati simulati assumendo un modello attritivo lineare al quale sono associati i seguenti parametri caratteristici: rigidzze normale (kn) e tangenziale (ks), coefficiente d'attrito radente (μ) e coefficiente di smorzamento viscoso (D). I contatti tra le particelle e la superficie topografica (contatti *ball-wall*) sono stati invece simulati impiegando un modello di resistenza attritiva al rotolamento in cui, rispetto al modello attritivo lineare, viene considerato anche un coefficiente d'attrito al rotolamento (μ_r). I valori dei parametri meccanici adottati nelle simulazione di propagazione per i diversi scenari ipotizzati sono elencati in Tabella 8.1.

Tabella 8.1 Parametri meccanici adottati nelle simulazioni 3D della propagazione del crollo al Passo della Morte, per i diversi scenari di rottura ipotizzati.

Scenario di crollo	Contatto <i>ball-ball</i>			Contatto <i>ball-wall</i>			
	Rigidezza [$kn = ks$]	Coefficiente d'attrito radente [μ]	Smorzamento [D]	Rigidezza [$kn = ks$]	Coefficiente d'attrito radente [μ]	Coefficiente d'attrito al rotolamento [μ_r]	Smorzamento [D]
BLOCCO1	5.0E7	0.839	0.5	1.0E8	0.466	0.466	0.8
BLOCCO1-2-3	5.0E7	0.364	0.0	1.0E8	0.364	0.364	0.2
BLOCCO DOLOMITICO	5.0E7	0.364	0.0	1.0E8	0.364	0.364	0.2

Ai fini del presente studio, le analisi di propagazione sono state condotte con l'obiettivo di definire un intervallo plausibile dell'altezza del potenziale sbarramento di frana nell'alveo del Fiume Tagliamento. I valori dei parametri caratteristici assunti nelle simulazioni sono stati scelti in funzione di tale obiettivo. Sono stati definiti degli intervalli realistici per i parametri di resistenza attritiva e smorzamento del flusso granulare sulla base di altri casi di studio di fenomeni di propagazione di crolli di roccia (Calveti et al., 2000; Poisel et al., 2008 e 2009; Tommasi et al., 2008; Thompson et al., 2010; Lu et al., 2014; Zhou et al., 2015; Zhao et al., 2016). Per i tre scenari di crollo analizzati sono stati quindi considerati i valori estremi di tali intervalli. In particolare, allo scenario di crollo meno gravoso (BLOCCO1) sono stati associati parametri di resistenza e smorzamento più alti. Viceversa, per lo scenario di crollo intermedio (BLOCCO1-2-3) e per lo scenario di crollo più gravoso associato alla rottura retrogressiva (BLOCCO DOLOMITICO) sono stati utilizzati parametri di resistenza e smorzamento più bassi. Ai valori più alti dei parametri meccanici corrispondono le distanze di

propagazione più basse, viceversa ai valori più bassi dei parametri corrispondono le distanze massime di propagazione. Questo ha permesso di definire un intervallo possibile dell'altezza dello sbarramento di frana a partire da un intervallo realistico dei parametri di input delle simulazioni numeriche.

I parametri caratteristici non sono stati determinati a ritroso mediante una back-analysis di un evento di crollo passato. Lo studio dell'evoluzione di un fenomeno di crollo avvenuto in passato nelle adiacenze del Passo della Morte è infatti caratterizzato da grande incertezza. Considerata la grande complessità geologica e geomorfologica dell'area di studio, interessata in passato da numerosi eventi di frana, l'andamento della superficie topografica pre-frana e la geometria del deposito di frana preistorico sono di difficile definizione. Questi sono però i due fattori che maggiormente influenzano l'analisi del fenomeno di propagazione. Una loro non corretta definizione determinerebbe la stima a ritroso di parametri meccanici non coerenti o addirittura errati che, se applicati all'analisi del fenomeno in oggetto (Sperone W), ne inficerebbero negativamente i risultati. Viceversa, l'assunzione di un intervallo realistico entro il quale variano i valori dei parametri meccanici è più adatta alla definizione delle problematiche ingegneristiche connesse ad un'analisi di rischio come quella condotta nel presente studio, specialmente in relazione a diversi scenari di rottura.

8.2 Scenario 1: crollo del BLOCCO1

Lo scenario 1 è il meno gravoso e considera gli effetti del crollo del BLOCCO1 ($V = 110000 \text{ m}^3$), modellato mediante 14560 particelle sferiche. La simulazione dell'evento di crollo è sintetizzata in Fig. 8.1, nella quale viene illustrato il flusso granulare delle particelle ad alcuni stadi progressivi del fenomeno di propagazione. La simulazione condotta è stata in grado di riprodurre correttamente il flusso granulare asciutto di materiale roccioso, rispettando le caratteristiche fisico-meccaniche del fenomeno. Il movimento iniziale delle particelle (da 0 a 5 secondi) avviene coerentemente verso il basso ed in direzione dell'impluvio del R. Scluses per effetto della sola accelerazione di gravità. Non si assiste quindi a fenomeni di espulsione laterale o verso l'alto delle particelle causate da forze di contatto eccessive o irrealistiche.

Nelle fasi successive della propagazione (da 10 a 20 secondi) le particelle tendono ad incanalarsi lungo l'impluvio del R. Scluses, svuotando progressivamente la zona sorgente. Contemporaneamente, si assiste ad un evidente fenomeno di propagazione in aria e caduta libera di alcune particelle in direzione SSE. Tale fenomeno, ottimamente riprodotto dall'analisi, è ovviamente causato dall'impatto in aria delle particelle durante il flusso discendente delle stesse. Il fenomeno di propagazione si esaurisce completamente in circa

4-5 minuti: le particelle hanno colmato il solco del R. Scuses senza tuttavia raggiungere in massa il fondovalle (Fig. 8.1). Solo alcuni piccoli e localizzati agglomerati di particelle si depositano al di sopra dell'alveo del F. Tagliamento. Di conseguenza, nello scenario di crollo meno gravoso non si genera uno sbarramento di frana nel fondovalle (Figg. 8.2, 8.3).

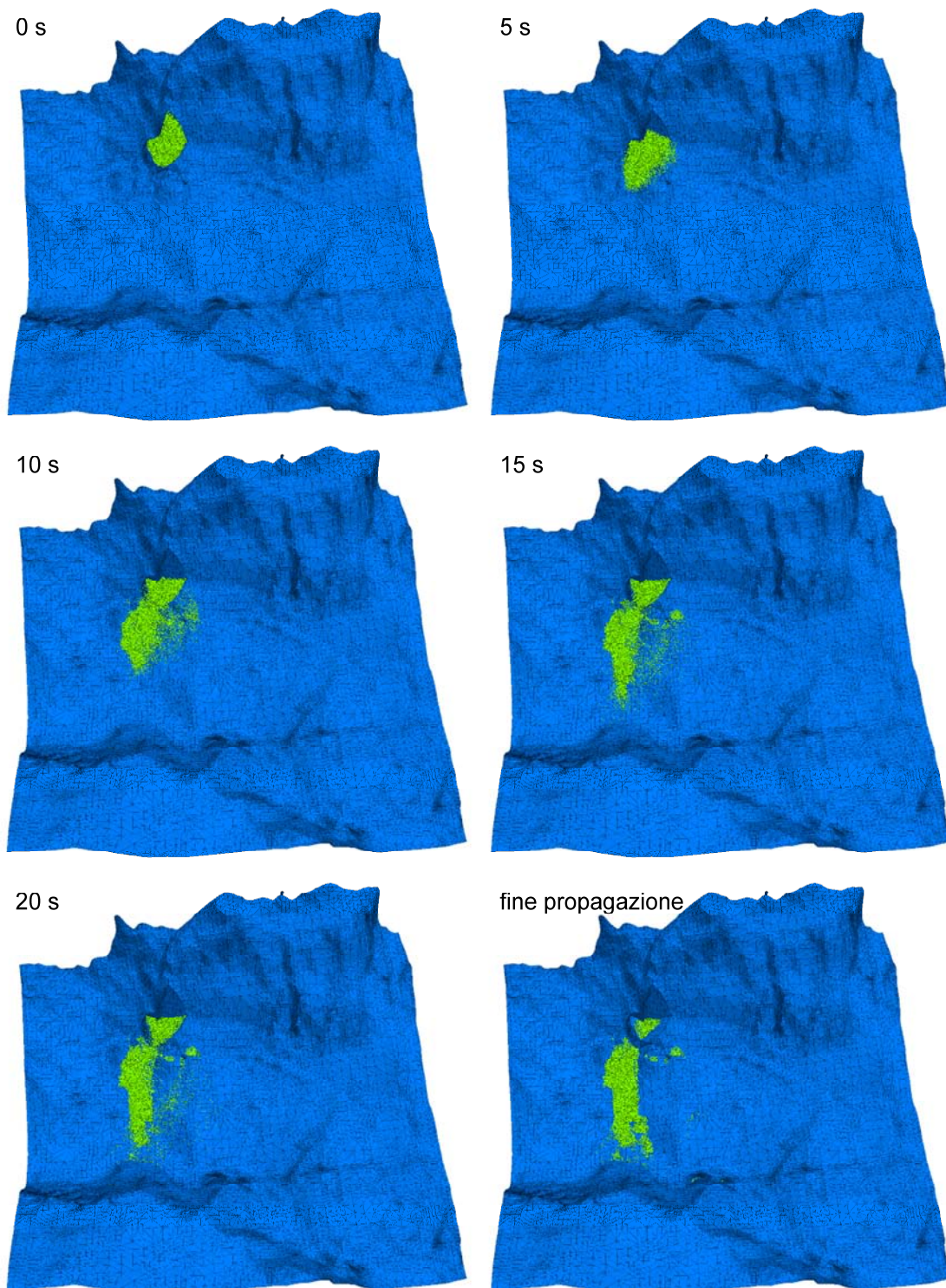


Fig. 8.1 Simulazione del crollo del BLOCCO1 (scenario 1).

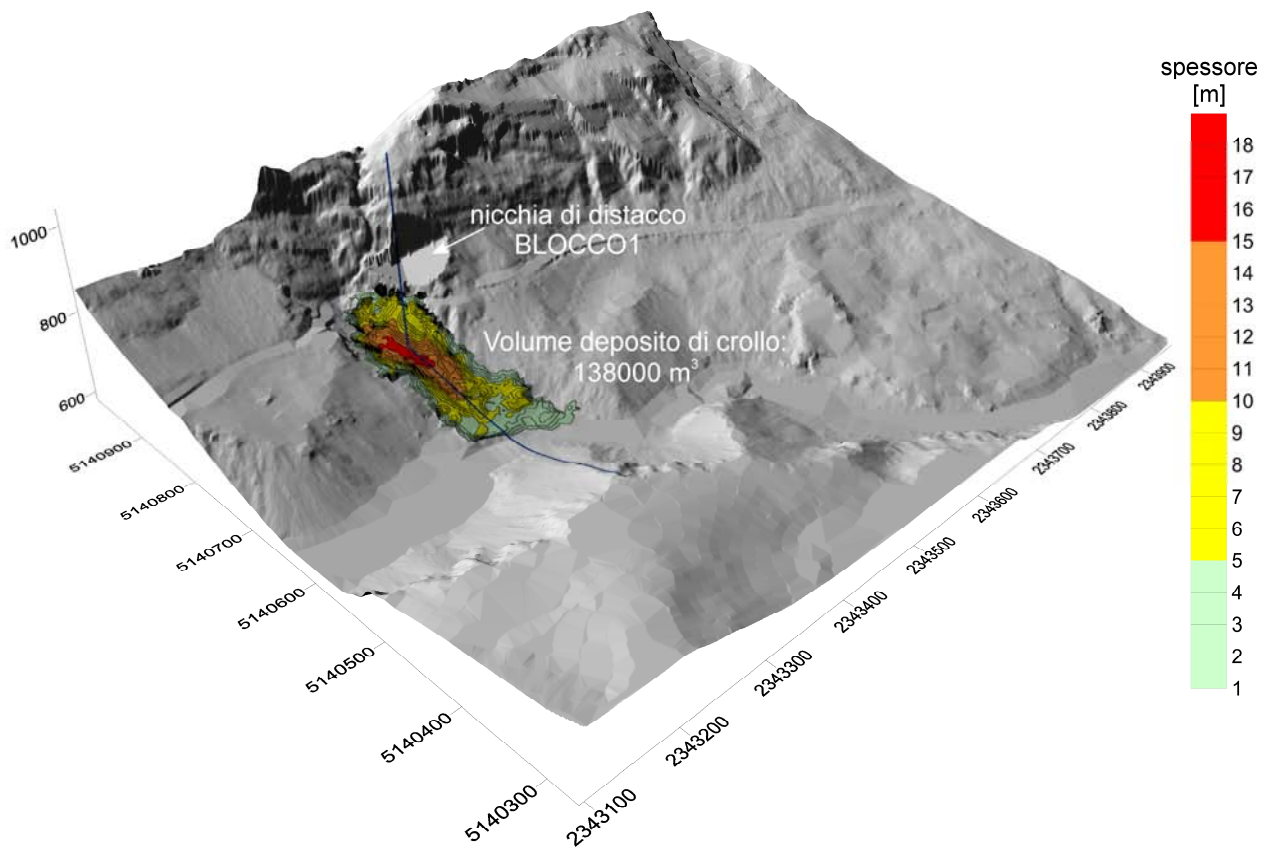


Fig. 8.2 Spessori del deposito di frana associato al crollo del BLOCCO1. È indicata la traccia della sezione N-S del deposito del crollo.

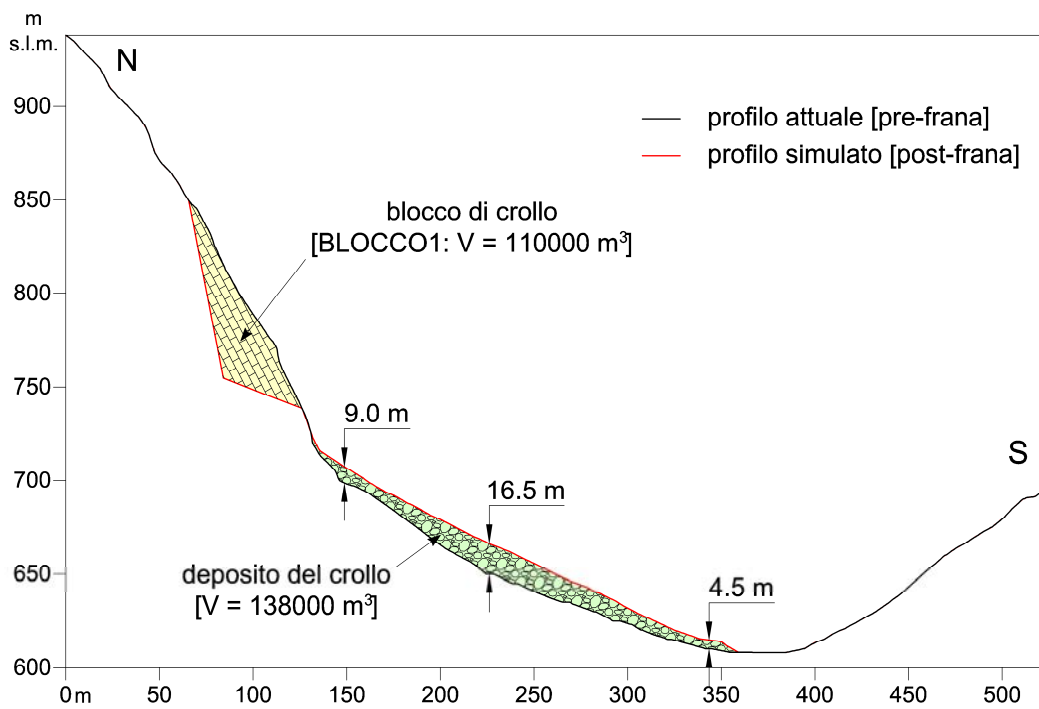


Fig. 8.3 Sezione N-S del deposito di frana associato al crollo del BLOCCO1 (scenario 1).

Il volume complessivo del deposito di frana ammonta a 138000 m³. L'incremento di volume conseguente al crollo del BLOCCO1 è dunque del 25%. Tale valore è del tutto coerente alle percentuali di incremento di volume che tipicamente caratterizzano le frane di crollo in roccia (15–35%). Lo spessore del deposito di frana è maggiore lungo il solco del R. Scluses (mediamente 8–13 m, Fig. 8.2). Lo spessore massimo è di circa 16.5 m e si localizza nel tratto mediano dell'impluvio (Fig. 8.3). Gli spessori si riducono rapidamente verso valle, ovvero all'intersezione con il F. Tagliamento. Il fronte dell'accumulo di frana si localizza proprio in coincidenza della diminuzione di pendenza al fondovalle.

È importante ricordare che allo scenario di crollo meno gravoso sono associati i parametri di resistenza attritiva e smorzamento del flusso granulare più alti. Di conseguenza, l'evento di crollo simulato è caratterizzato dalla minore lunghezza di propagazione possibile. Ciò ha permesso di determinare il limite inferiore dell'intervallo atteso dell'altezza dello sbarramento di frana nell'alveo del F. Tagliamento. In questo caso, non avendo il flusso di materiale roccioso raggiunto il fondovalle, il valore del limite inferiore di tale intervallo è pari a 0. Tuttavia, l'assunzione di parametri di resistenza attritiva e smorzamento più bassi associati allo scenario di crollo 1 determinerebbero lunghezze di propagazione maggiori, con possibile formazione, seppur modesta, di uno sbarramento del fondovalle. Quindi, non è possibile escludere che il crollo del BLOCCO1 possa generare una diga di frana nell'alveo del F. Tagliamento.

8.3 Scenario 2: crollo del BLOCCO1-2-3

Lo scenario di frana 2 considera gli effetti derivanti dal crollo del BLOCCO1-2-3 ($V = 200000 \text{ m}^3$), il quale è stato rappresentato da 27384 particelle sferiche. La simulazione dell'evento di crollo, sintetizzata in stadi progressivi del fenomeno di propagazione, è visibile in Fig. 8.4. La propagazione del materiale roccioso è stata riprodotta correttamente dalla simulazione numerica. Le particelle sferiche si muovono innescando il flusso granulare senza fenomeni di espulsione irrealistici (da 0 a 5 secondi). Le particelle si propagano lungo l'impluvio del R. Scluses (da 10 a 20 secondi), canalizzandosi lungo la stretta incisione fino alla confluenza con il F. Tagliamento. Si nota un modesto fenomeno di propagazione in aria e di caduta libera di alcune particelle durante il deflusso, con formazione di alcuni piccoli depositi di particelle, anche piuttosto lontano dalla zona principale di accumulo.

In coincidenza della confluenza con il F. Tagliamento, le particelle si propagano diffusamente fino all'arresto colmando il fondovalle e risalendo modestamente il fianco opposto (sud) della valle. Si noti la

classica morfologia a cono del deposito di crollo, caratterizzata da un esteso fronte in direzione trasversale (E-W) a quella principale di propagazione del materiale di frana (Fig. 8.4). A differenza dello scenario relativo al BLOCCO1, il crollo della porzione più grande dello Sperone W (BLOCCO1-2-3) genera uno sbarramento di frana nel fondovalle (Figg. 8.5, 8.6).

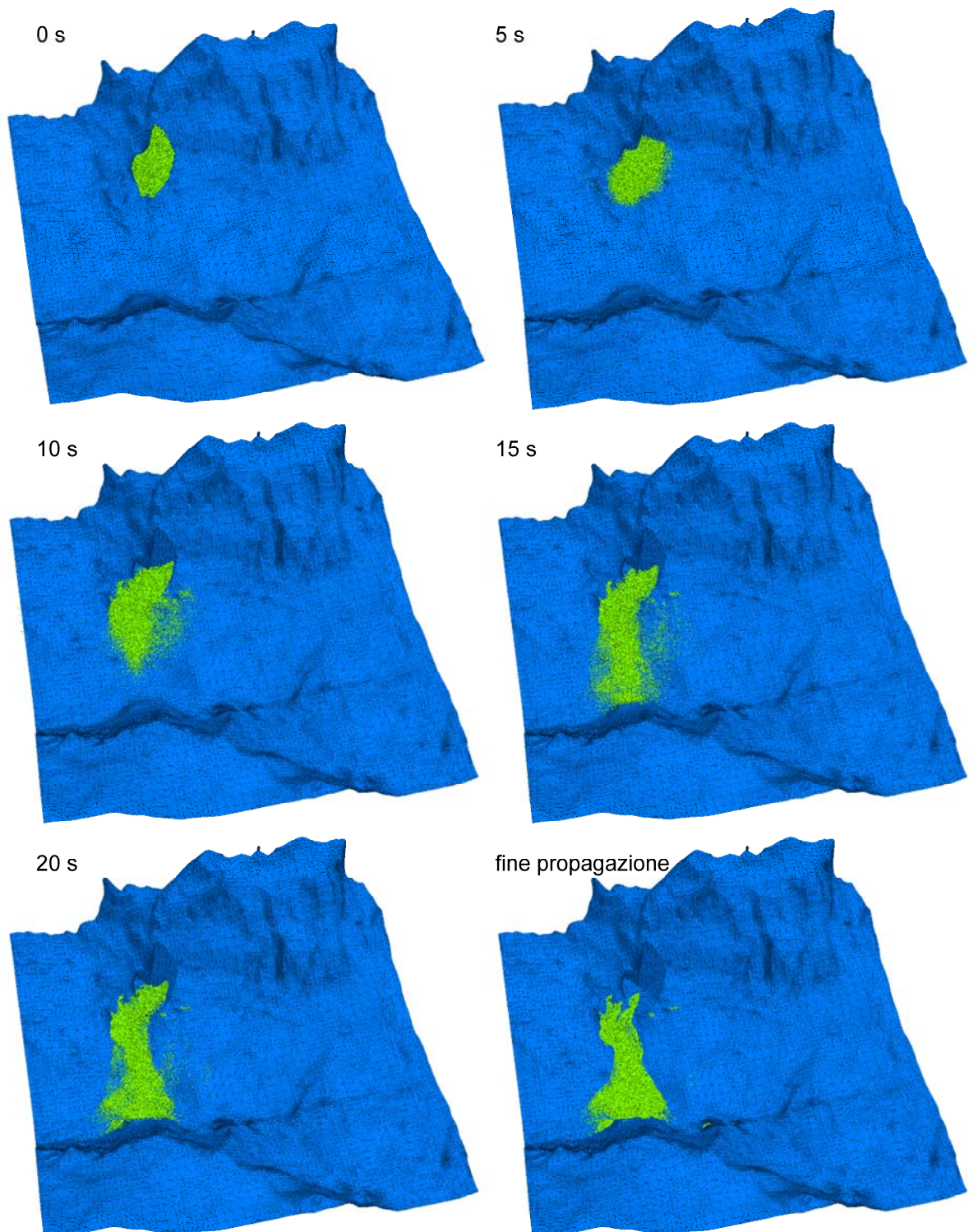


Fig. 8.4 Simulazione del crollo del BLOCCO1-2-3 (scenario 2).

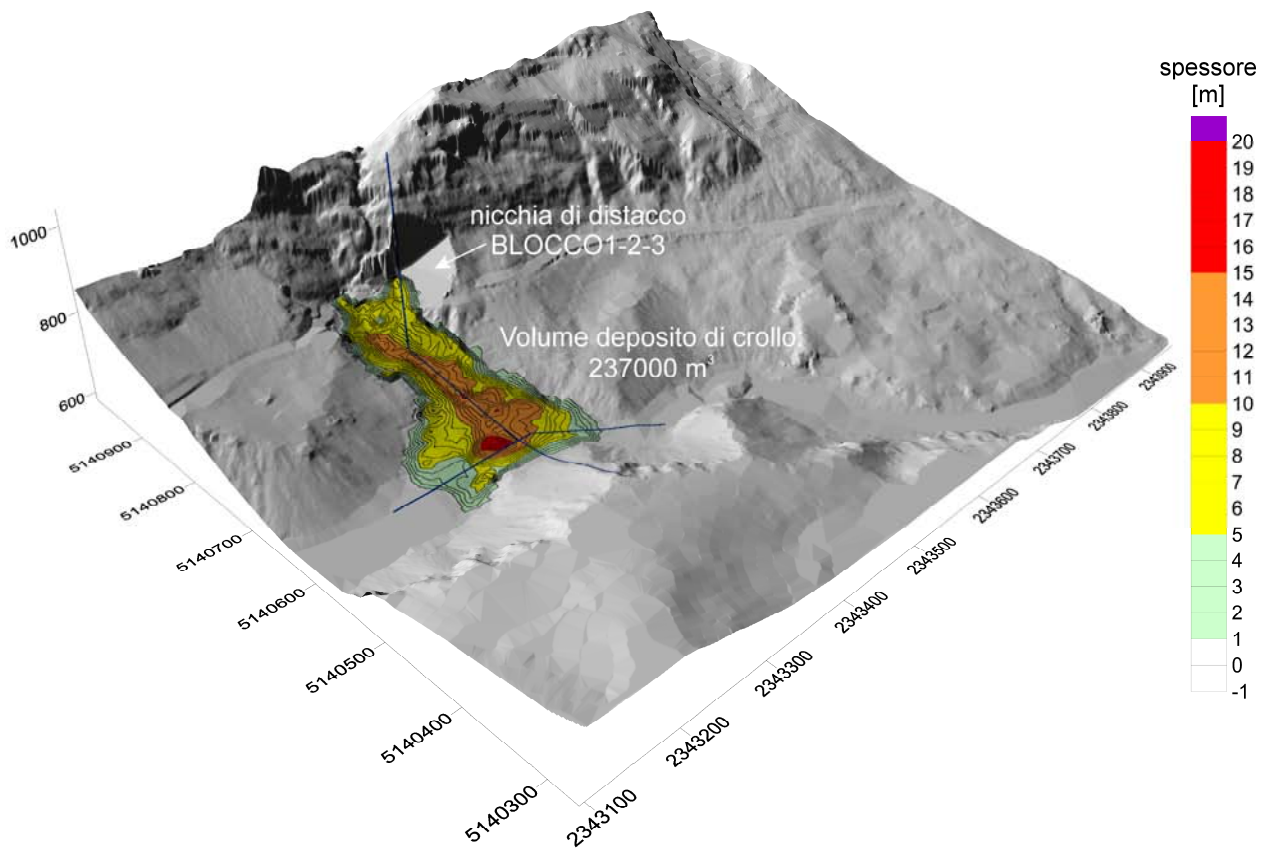


Fig. 8.5 Spessori del deposito di frana associato al crollo del BLOCCO1-2-3. Sono indicate le tracce delle sezioni N-S e W-E del deposito del crollo.

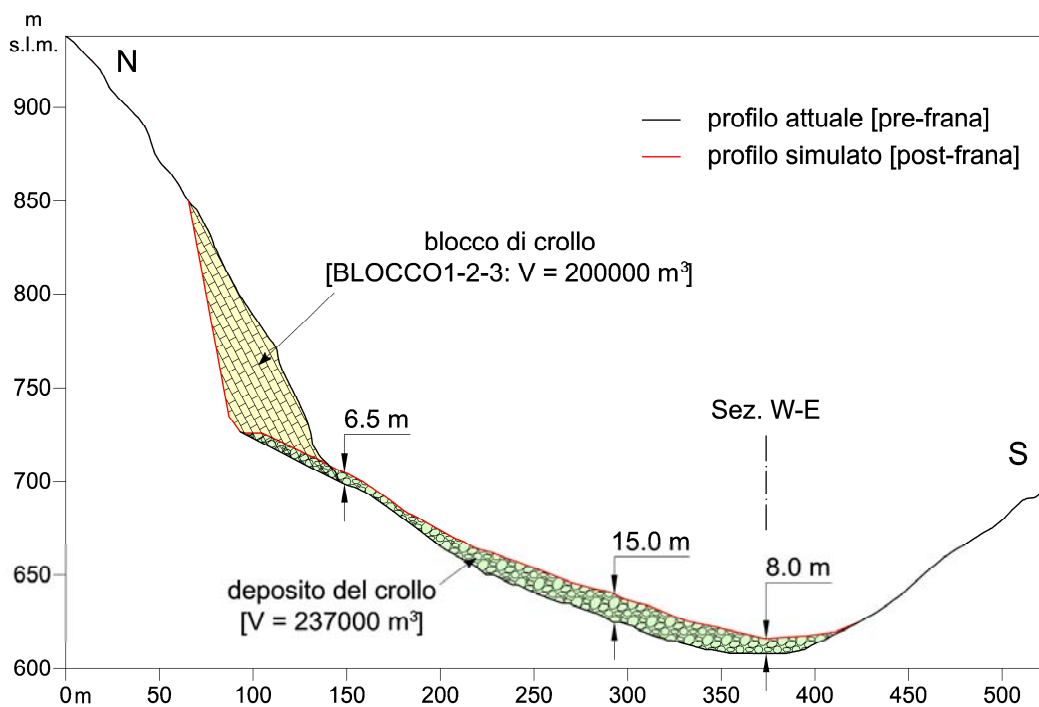


Fig. 8.6 Sezione N-S del deposito di frana associato al crollo del BLOCCO1-2-3 (scenario 2).

Il volume dell'accumulo di frana è pari a circa 237000 m³. L'incremento di volume in conseguenza del crollo del BLOCCO1-2-3 è pari al 19%, percentuale leggermente inferiore a quella relativa al crollo del BLOCCO1. Lo spessore del deposito di frana è maggiore lungo il solco del R. Scuses (12–15 m), in particolare nel suo tratto terminale (Fig. 8.5). Lo sbarramento di frana ha un'altezza inferiore, pari a circa 8 m, ed una larghezza di circa 190 m in direzione W-E (Fig. 8.6 e 8.7). Considerata la quota attuale del fondovalle in corrispondenza della confluenza tra il R. Scuses ed il F. Tagliamento (circa 608.5 m s.l.m.), lo sbarramento di frana avrebbe quindi una quota al fondovalle di circa 616.5 m s.l.m. (Fig. 8.8).

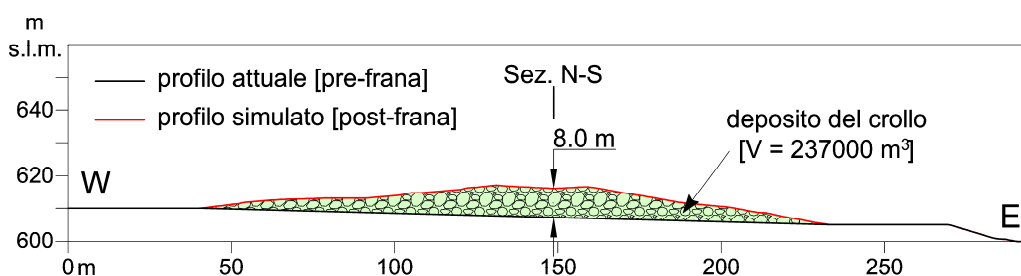


Fig. 8.7 Sezione W-E del deposito di frana associato al crollo del BLOCCO1-2-3 (scenario 2).

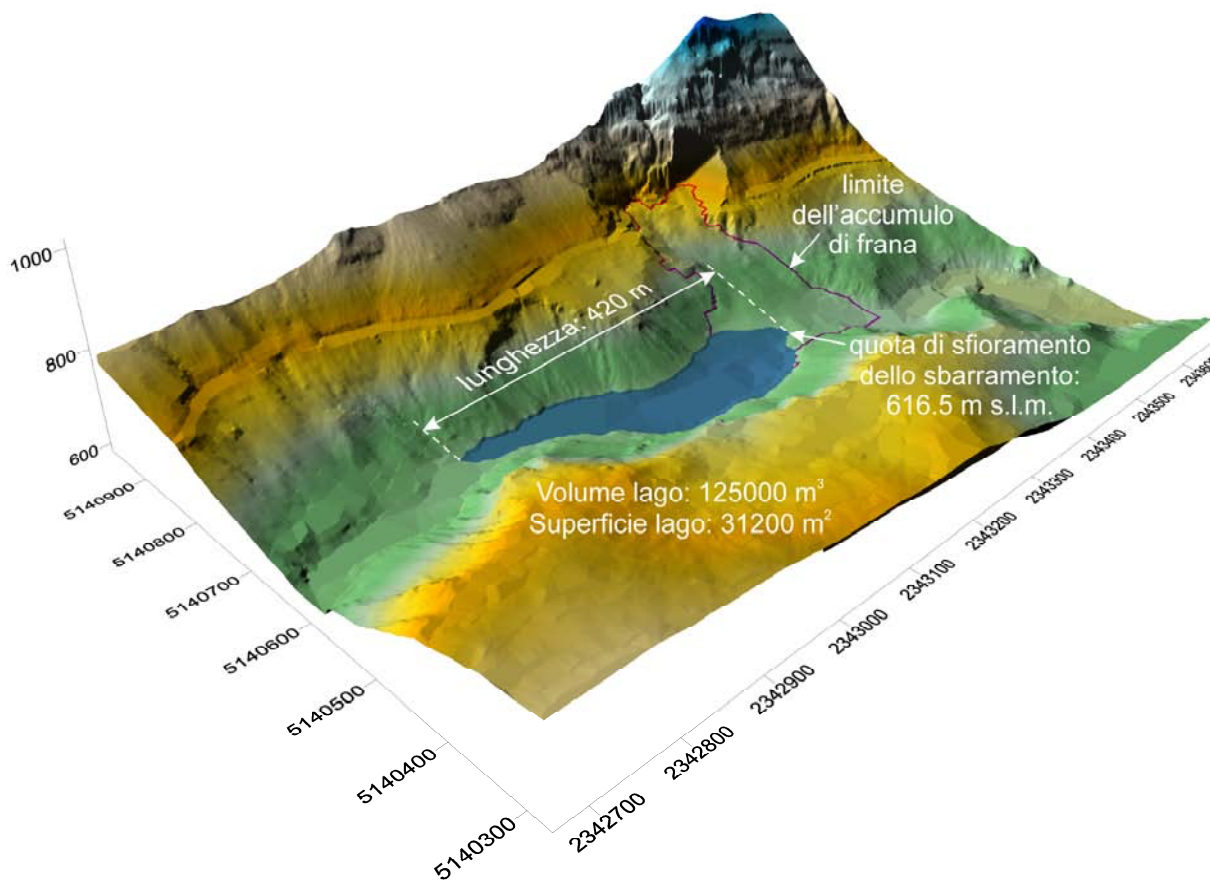


Fig. 8.8 Il lago che si formerebbe in conseguenza dello sbarramento di frana associato al crollo del BLOCCO1-2-3 (scenario 2).

Tale quota corrisponde alla quota di sfioramento dello sbarramento, ovvero alla quota massima del pelo libero del lago che si formerebbe a tergo della diga di frana. Il lago che si originerebbe in conseguenza del crollo del BLOCCO1-2-3 avrebbe un volume massimo di circa 125000 m³, una superficie di 31200 m² ed una lunghezza di circa 420 m (Fig. 8.8).

8.4 Scenario 3: crollo del BLOCCO1-2-3 e del BLOCCO DOLOMITICO

Lo scenario 3 è il più gravoso analizzato e considera gli effetti cumulati di due eventi di frana in successione: il crollo del BLOCCO1-2-3 (coincidente allo scenario 2) a cui si sovrappone il crollo del BLOCCO DOLOMITICO. Il volume complessivo di frana è pari alla somma dei due volumi unitari ($V = 335000 \text{ m}^3$). L'analisi di propagazione condotta per lo scenario 3 simula il solo crollo del BLOCCO DOLOMITICO a partire dalla morfologia della valle conseguente al crollo del BLOCCO1-2-3. Il BLOCCO DOLOMITICO è costituito da 18486 particelle, propagatesi al di sopra dell'accumulo di frana precedentemente depositatosi.

Il fenomeno di rottura retrogressiva è stato simulato correttamente, confermando le caratteristiche fisico-meccaniche delle propagazioni precedentemente analizzate (Fig. 8.9). Si nota che la fase di incanalamento delle particelle lungo il R. Scluses è meno accentuata rispetto ai casi precedenti. Ciò dipende dalla topografia di base che risulta essere in questo tratto modificata dal deposito di frana pre-esistente (Fig. 8.9). Le quote topografiche sono più alte e l'incisione torrentizia è meno pronunciata. La morfologia è più dolce, influenzando così la propagazione delle particelle. Il deposito di frana risulta essere più spesso e più largo, specialmente al fronte, in coincidenza del fondovalle. La tipica morfologia a cono dell'accumulo di crollo è più evidente rispetto allo scenario di frana precedente (Fig. 8.4). Il volume dell'accumulo di frana è di circa 417000 m³ (Fig. 8.10). L'incremento di volume rispetto alla condizione iniziale è del 24%. Il deposito di frana associato allo scenario 3 è costituito da due parti (Figg. 8.11, 8.12): una inferiore relativa al crollo del BLOCCO1-2-3 ($V = 237000 \text{ m}^3$) e una sovrapposta relativa al crollo del BLOCCO DOLOMITICO ($V = 180000 \text{ m}^3$). In Fig. 8.10 sono indicati gli spessori cumulati del deposito di frana.

Gli spessori del deposito sono maggiori lungo l'impluvio del R. Scluses (mediamente 15–20 m), con valori massimi di 21 m circa nel terzo inferiore del suo corso (Fig. 8.11). L'accumulo di crollo associato alla sola rottura retrogressiva determina un ispessimento medio del deposito pre-esistente di circa 5–6 m. Aumenta notevolmente anche la superficie del deposito. In coincidenza del fondovalle lo sbarramento di frana ha un'altezza di circa 13 m (Figg. 8.11 e 8.12).

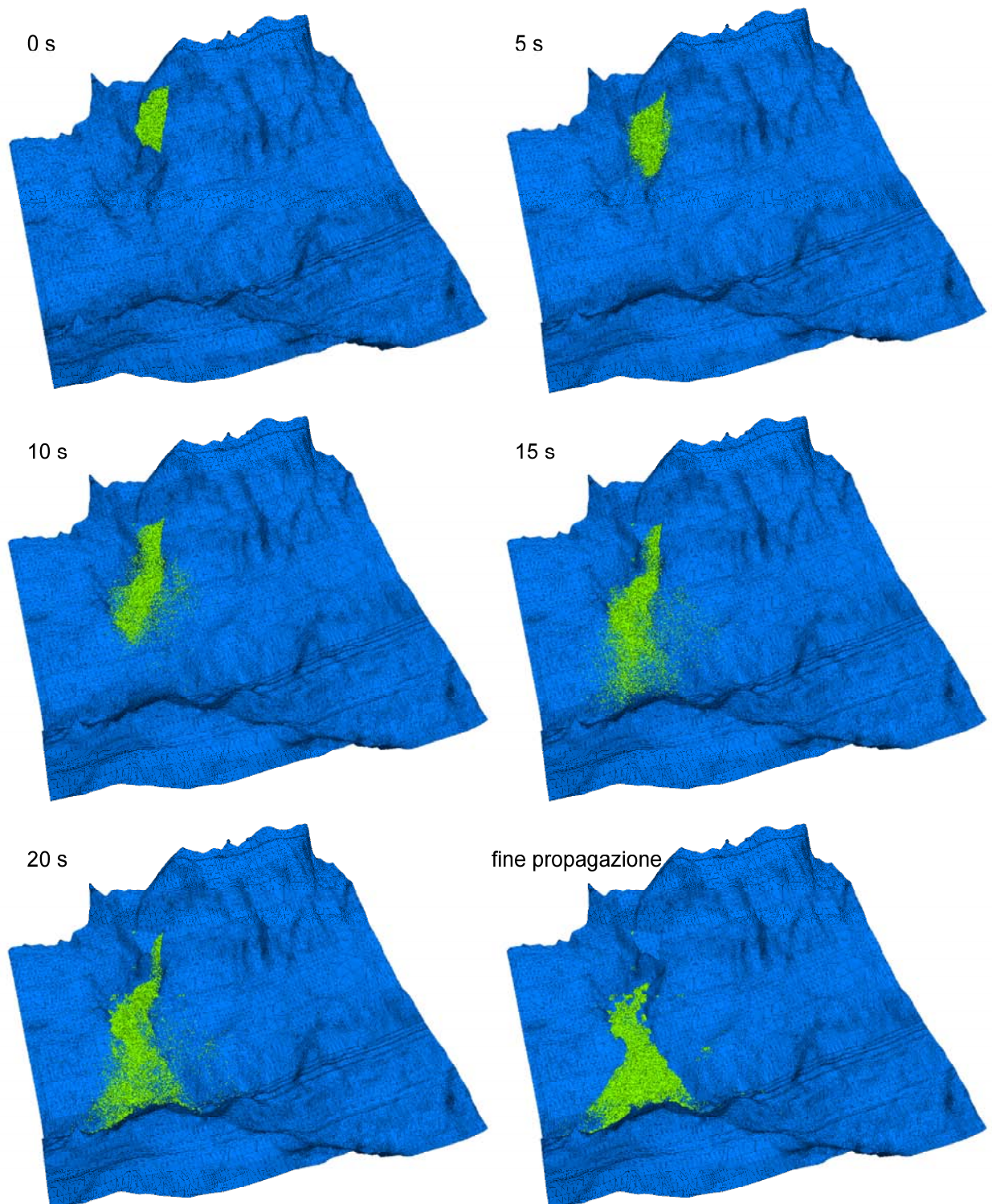


Fig. 8.9 Simulazione del crollo del BLOCCO DOLOMITICO (scenario 3).

La larghezza dell'accumulo di frana in fondovalle è di circa 230 m, valore superiore di 40 m rispetto a quello relativo al solo crollo del BLOCCO1-2-3 (Fig. 8.12).

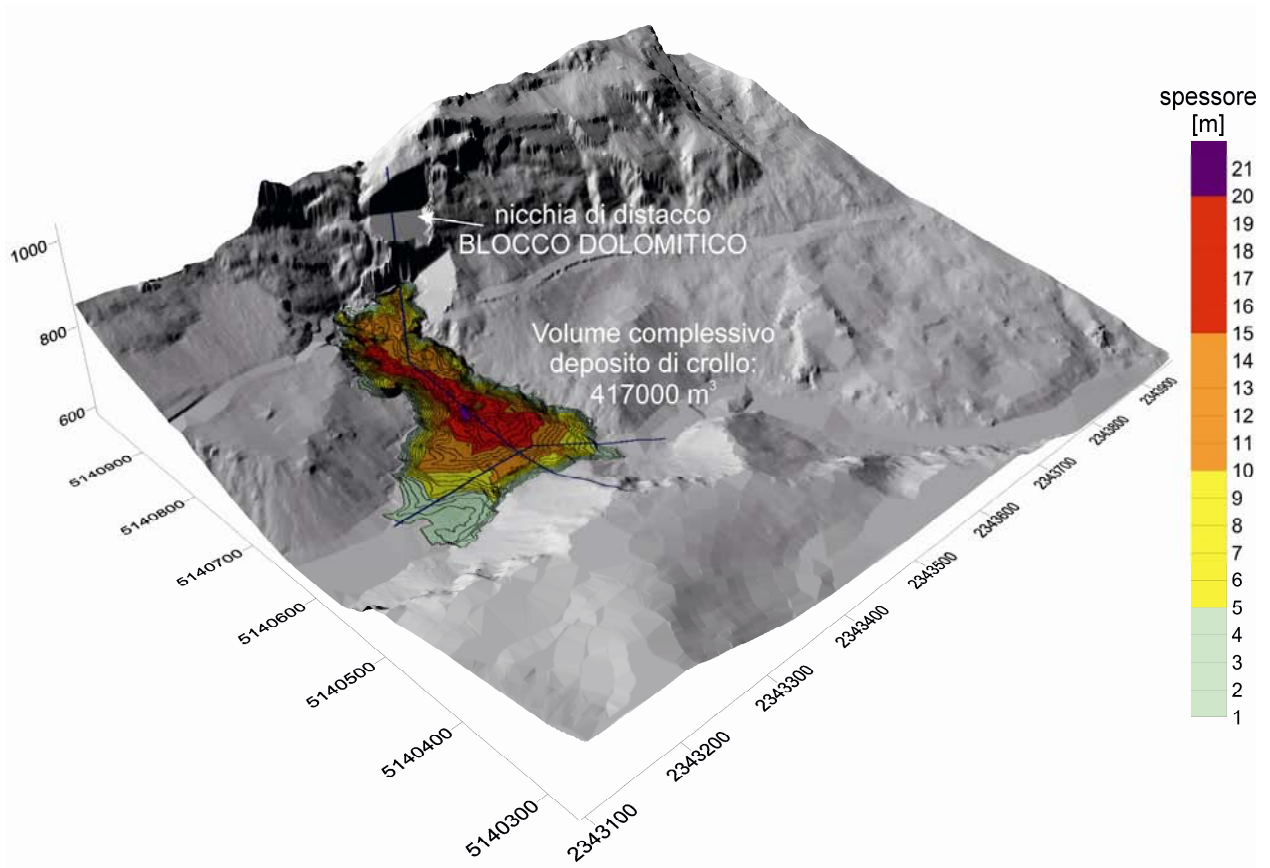


Fig. 8.10 Spessori cumulati del deposito di frana associato ai crolli in successione del BLOCCO1-2-3 e del BLOCCO DOLOMITICO. Sono indicate le tracce delle sezioni N-S e W-E del deposito di frana.

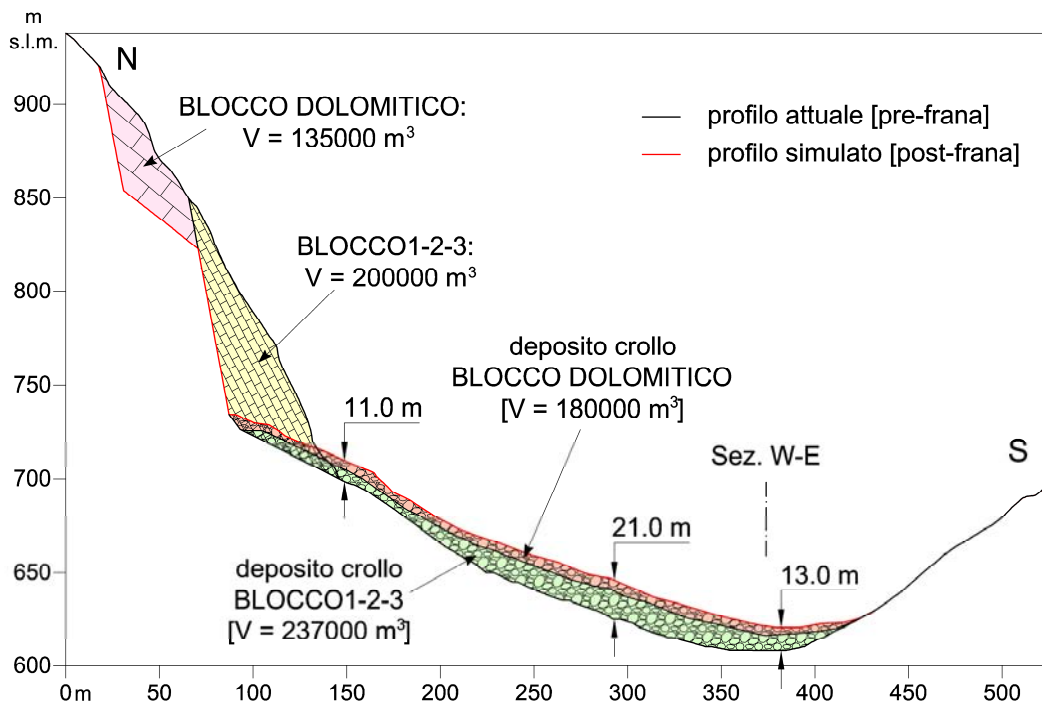


Fig. 8.11 Sezione N-S del deposito di frana associato ai crolli in successione del BLOCCO1-2-3 e del BLOCCO DOLOMITICO (scenario 3).

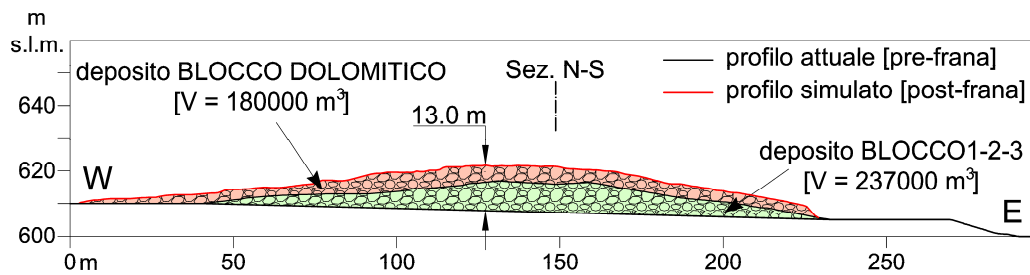


Fig. 8.12 Sezione W-E del deposito di frana associato ai crolli in successione del BLOCCO1-2-3 e del BLOCCO DOLOMITICO (scenario 3).

Lo sbarramento di frana causato dai crolli in successione delle due porzioni instabili di versante avrebbe quindi una quota di circa 621.5 m s.l.m. in coincidenza del fondovalle del F. Tagliamento (Fig. 8.13). Tale quota corrisponde alla quota massima del pelo libero del lago che si formerebbe a tergo della diga di frana. Il lago originato avrebbe un volume di circa 266000 m^3 , una superficie di 42300 m^2 ed una lunghezza di circa 510 m.

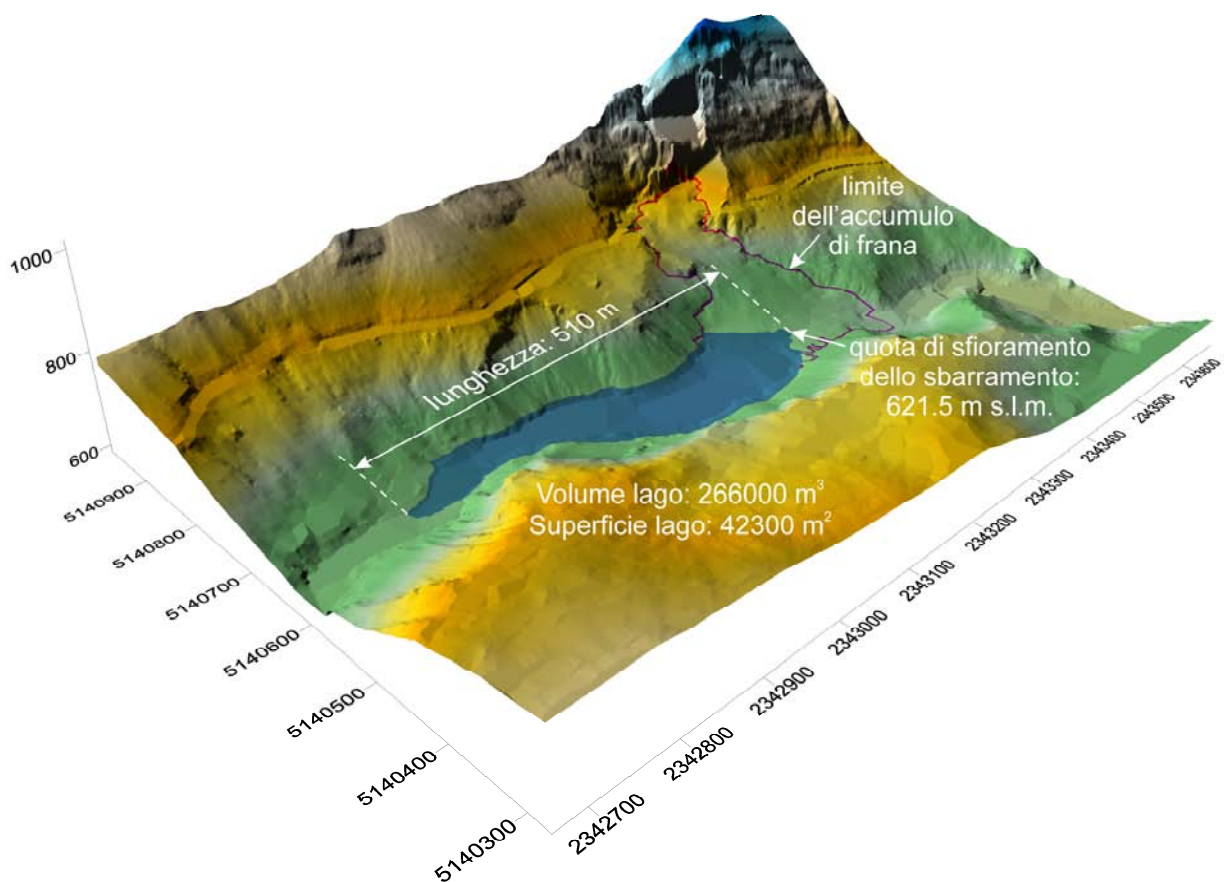


Fig. 8.13 Lago che si formerebbe in conseguenza dello sbarramento di frana associato ai crolli in successione del BLOCCO1-2-3 e del BLOCCO DOLOMITICO (scenario 3).

È necessario ricordare che allo scenario di crollo più gravoso sono associati i parametri di resistenza attritiva e di smorzamento del flusso granulare più bassi. Le distanze di propagazione simulate sono quindi le massime plausibili per il caso analizzato. Questo ha permesso di determinare il valore massimo dell'altezza del possibile sbarramento di frana nell'alveo del F. Tagliamento (13 m). L'assunzione di parametri di resistenza attritiva e smorzamento più alti associati allo scenario 3 determinerebbe lunghezze di propagazione inferiori e quindi altezze dello sbarramento minori.

8.5 Discussione dei risultati

Complessivamente, le analisi di propagazione del materiale di crollo hanno confermato l'ipotesi che un potenziale collasso dello Sperone W possa generare uno sbarramento di frana nell'alveo del F. Tagliamento, con conseguente formazione di un lago a tergo dello stesso. Le simulazioni numeriche condotte hanno permesso di definire un intervallo plausibile dell'altezza del potenziale sbarramento di frana pari a 0–13 m (Tabella 8.2). Nell'ipotesi meno gravosa (parametri meccanici più alti associati al collasso del BLOCCO1), il materiale di crollo si propagherebbe lungo l'impluvio del R. Scluses senza tuttavia raggiungere il fondovalle del F. Tagliamento. Negli altri scenari (parametri meccanici più bassi associati al collasso del solo BLOCCO1-2-3 e al collasso in successione del BLOCCO DOLOMITICO), il materiale di crollo si propagherebbe fino alla sponda opposta (sud) della valle, sbarrando il corso del F. Tagliamento e generando di conseguenza un lago a monte. Altezze dello sbarramento comprese nell'intervallo definito sono possibili per valori dei parametri caratteristici della propagazione compresi tra quelli assunti nelle analisi. Altezze della potenziale diga di frana superiori a 13 m sono invece piuttosto improbabili.

Tabella 8.2 Caratteristiche geometriche del deposito di frana e del lago a tergo dallo sbarramento generati dal crollo del versante del Passo della Morte, in funzione dei diversi scenari ipotizzati.

Scenario di crollo	Volume di crollo [m ³]	Volume del deposito di frana [m ³]	Altezza dello sbarramento di frana [m]	Quota di sfioramento dello sbarramento [m s.l.m.]	Volume del lago di frana [m ³]	Lunghezza del lago di frana [m]
BLOCCO1	110000	138000	–	–	–	–
BLOCCO1-2-3	200000	237000	8.0	616.5	125000	420
BLOCCO1-2-3 + BLOCCO DOLOMITICO	335000	417000	13.0	621.5	266000	510

Le simulazioni numeriche non hanno evidenziato un coinvolgimento dell'edificio civile situato in prossimità del versante del Passo della Morte nel fenomeno di propagazione del crollo (Figg. 8.1, 8.4, 8.9). Le traiettorie delle particelle non hanno in nessun caso raggiunto l'edificio. Nonostante ciò, considerando la ridotta distanza dal versante instabile e le incertezze della modellazione, non è possibile asserire che non sussista un rischio diretto nei confronti dell'edificio. L'eventuale formazione di un lago a tergo della diga di frana rappresenta qualitativamente un fattore di rischio, in ragione sia di un'interazione con i versanti adiacenti a monte della sezione di sbarramento che di un potenziale collasso della diga stessa. Ovviamente, l'entità del rischio è fortemente dipendente dall'altezza dello sbarramento. Nel caso quest'ultima fosse prossima a quella massima simulata, la rottura (parziale o totale) della diga di frana potrebbe generare un'onda di piena che si propagherebbe verso valle con effetti non trascurabili. Viceversa, nell'eventualità in cui l'altezza dello sbarramento fosse modesta, il fenomeno sarebbe indubbiamente più contenuto, con effetti ridotti o addirittura irrilevanti.

Capitolo 9

Analisi della rottura dello sbarramento di frana (*dam break*)

9.1 Valutazione della stabilità dello sbarramento di frana

La formazione di sbarramenti di frana in fondivalle percorsi da fiumi o torrenti è un fenomeno geomorfologico piuttosto comune nei contesti montuosi (Costa e Schuster, 1988; Clague e Evans, 1994). Molti sbarramenti di frana giungono al collasso poco tempo dopo la loro formazione. In un'analisi statistica condotta su 73 casi documentati di rottura di dighe di frana, Costa e Schuster (1988) hanno evidenziato come il 27% delle dighe si rompano in meno di un giorno dalla loro formazione e circa il 50% si rompe entro 10 giorni. Appena il 15% permane per più di un anno. Il materiale detritico che costituisce la diga di frana è sciolto, eterogeneo, per lo più sottoconsolidato e soggetto ad instabilità. Il tempo di collasso dello sbarramento e la magnitudo della conseguente inondazione dipendono da alcuni fattori, quali: dimensione dello sbarramento, tipo di materiale coinvolto, granulometria e coefficiente di permeabilità del deposito detritico, velocità di invaso del bacino di monte, potenziale erosivo del corso d'acqua sbarrato, larghezza della valle occlusa.

I principali meccanismi di rottura di uno sbarramento di frana sono tre (Schuster e Costa, 1986; Swanson et al., 1986): tracimazione, sifonamento e stabilità globale. Tra questi, la rottura per tracimazione è sicuramente il meccanismo più frequente (Schuster e Costa, 1986). La rottura per tracimazione è associata all'apertura di una breccia all'interno del corpo-diga causata dall'erosione retrogressiva operata dal flusso d'acqua tracimante. L'acqua accumulatasi nel bacino trattenuto a monte si scarica attraverso il canale d'incisione dello sbarramento che ha una larghezza inferiore a quella dell'intero sbarramento. Di conseguenza, questo meccanismo di rottura determina un minor efflusso di picco verso valle rispetto alla rottura globale dello sbarramento.

Per la valutazione della stabilità di uno sbarramento di frana, sono stati proposti in letteratura degli indici basati sulle caratteristiche geomorfologiche degli elementi coinvolti: il volume di frana, il volume e

l'altezza dello sbarramento, la larghezza della valle, la superficie del bacino sotteso alla sezione di ostruzione, la pendenza dell'alveo del corso d'acqua, la capacità erosiva della corrente, le dimensioni del lago, etc. (Swanson et al., 1986; Ermini e Casagli, 2003; Korup, 2004; Tacconi Stefanelli et al., 2016). Tali indici non tengono conto dell'effettivo meccanismo di rottura dello sbarramento di frana, ma sulla base dell'interazione tra i diversi fattori geomorfologici specifici del caso analizzato sono in grado di fornire qualitativamente possibili scenari evolutivi dello sbarramento.

La valutazione della stabilità del potenziale sbarramento di frana al Passo della Morte è stata fatta a partire dalla definizione di un indice geomorfologico proposto in letteratura da Tacconi Stefanelli et al. (2016), denominato "*Hydromorphological Dam Stability Index*" (HDSI), espresso dalla seguente formula empirica:

$$HDSI = \log\left(\frac{V_f}{A_b \cdot S}\right) \quad (9.1)$$

dove V_f (m³) rappresenta il volume di frana, A_b (km²) è la superficie del bacino sotteso alla sezione di sbarramento e S (m) è la pendenza longitudinale locale dell'alveo.

Sulla base di un inventario creato su scala nazionale che include 300 casi analizzati di sbarramenti di frana in Italia, gli autori hanno individuato tre classi di riferimento dell'indice HDSI relative a possibili scenari evolutivi di uno sbarramento di frana (Tacconi Stefanelli et al., 2016):

- Dominio di Instabilità: $HDSI < 5.74$. Rappresenta un limite superiore per dighe instabili o non completamente formate. Al di sotto di questo valore limite, il deposito detritico di frana non è stabile e soggetto a collasso.
- Dominio di Determinazione Incerta: $5.74 < HDSI < 7.44$. In questo intervallo l'evoluzione dello sbarramento è incerto, ovvero la diga potrebbe rimanere stabile o collassare.
- Dominio di Stabilità: $HDSI > 7.44$. Rappresenta il limite inferiore per dighe stabili, ovvero lo sbarramento non giunge a collasso nel tempo.

In relazione ai tre scenari di rottura del versante instabile del Passo della Morte, solo negli scenari 2 e 3 il crollo di roccia può determinare la formazione di uno sbarramento completo del fondovalle, con totale ostruzione dell'asta del F. Tagliamento (vedi Capitolo 8). La verifica di stabilità dello sbarramento può quindi essere condotta su tali casi. L'alveo del F. Tagliamento in corrispondenza del potenziale sbarramento di frana ha una pendenza media del 3% ($S = 0.03$), mentre la superficie del bacino idrografico sotteso alla sezione di

ostruzione è $A_b = 135$ km. Considerando i rispettivi volumi di crollo (Tabella 8.2), il valore dell'indice HDSI è pari a $HDSI_2 = 4.69$ per lo scenario di crollo 2, e $HDSI_3 = 4.92$ per lo scenario di crollo 3. In entrambi i casi, si ottiene un indice $HDSI < 5.74$, quindi il potenziale sbarramento di frana risulta essere instabile, ovvero soggetto a possibile collasso.

La previsione dello specifico meccanismo di rottura, da cui ne consegue la portata di efflusso dell'onda di piena, è di difficile determinazione. La specifica rottura dipende dalla geometria della potenziale diga naturale e in particolare dalla granulometria e dal coefficiente di permeabilità del materiale di crollo. La difficile stima di tali variabili, associate ad uno sbarramento non reale ma ipotizzato, non permette una corretta valutazione del processo di filtrazione e della conseguente posizione della linea piezometrica all'interno del corpo diga. Risulta quindi impossibile prevedere, nel caso analizzato, che il meccanismo di rottura per tracimazione della diga naturale sia più probabile rispetto a quello per sifonamento o per perdita di stabilità globale. Di conseguenza, nelle successive modellazioni idrauliche di propagazione dell'onda di piena sono stati considerati sia un collasso totale dello sbarramento sia un cedimento parziale dello stesso con apertura di una breccia nel corpo diga. Lo studio di due scenari distinti di crollo della diga naturale permette di valutare le conseguenze dell'innescò e della propagazione verso valle di un'onda di piena con differenti valori di portata di picco.

9.2 Modellazione idraulica del flusso di piena

9.2.1 Il tratto d'asta del F. Tagliamento studiato

La modellazione idraulica del flusso di piena conseguente al possibile cedimento dello sbarramento di frana è stata condotta considerando un tratto d'asta del F. Tagliamento di circa 17 km di lunghezza (Fig. 9.1). Tale tratto si estende dalla località Passo della Morte fino a 2 km oltre la confluenza con il Torrente Lumiei, in direzione dell'abitato di Enemonzo. Gli obiettivi della modellazione sono stati volti alla valutazione dei possibili effetti del transito dell'onda di piena sia sulle opere e insediamenti situati nel tratto prettamente montano del F. Tagliamento (ponte stradale su SR552, traversa e abitato di Caprizi) sia sulle opere poste a difesa dell'abitato di Socchieve.



Fig. 9.1 Il tratto di valle del F. Tagliamento considerato nella modellazione idraulica dell'onda di piena. Sono segnalate le opere e gli insediamenti abitativi potenzialmente interessati dalla propagazione dell'onda (immagine da Google Earth).

Dalla località Passo della Morte e per i successivi 4 km circa, il F. Tagliamento scorre lungo un percorso a forte pendenza (2–3%), piuttosto tortuoso in quanto caratterizzato da bruschi cambi di direzione e anse a corto raggio. In questo tratto il F. Tagliamento riceve l'immissione di numerosi rii secondari effimeri, sia in destra che sinistra orografica. L'alveo è particolarmente incassato tra versanti per lo più vegetati a media inclinazione (pendenza: 40–50°), e la sua larghezza varia tra i 20 m e i 50 m (Fig. 9.2). Immediatamente a valle del Passo della Morte, in un tratto compreso tra due briglie in successione realizzate per fissare l'alveo, è presente un restringimento della sezione di deflusso del fiume (larghezza: 10–12 m). In coincidenza di tale restringimento, il fiume scorre incanalato tra l'ammasso roccioso affiorante in sponda destra ed un muro in calcestruzzo eretto a difesa della sponda sinistra soggetta a franamenti (Fig. 9.3).

Successivamente a questo tratto di 4 km dall'aspetto tipicamente torrentizio, l'alveo del F. Tagliamento tende ad allargarsi, diminuendone la pendenza media (0.7%). Ha inizio una fase pluricursale del fiume, lunga circa 5.5 km, che si caratterizza per la sua dinamica a canali intrecciati, con la formazione di elementi morfologici quali barre ghiaiose ed isole vegetate. La larghezza dell'alveo varia da 70 a 250 m. In questo tratto il F. Tagliamento riceve le acque di rii caratterizzati da bacini imbriferi più ampi, quali il Rio Neri e il Rio di Grasia in destra orografica e il Rio Molino, il Rio di Donna ed il Rio Festiniais in sinistra orografica.

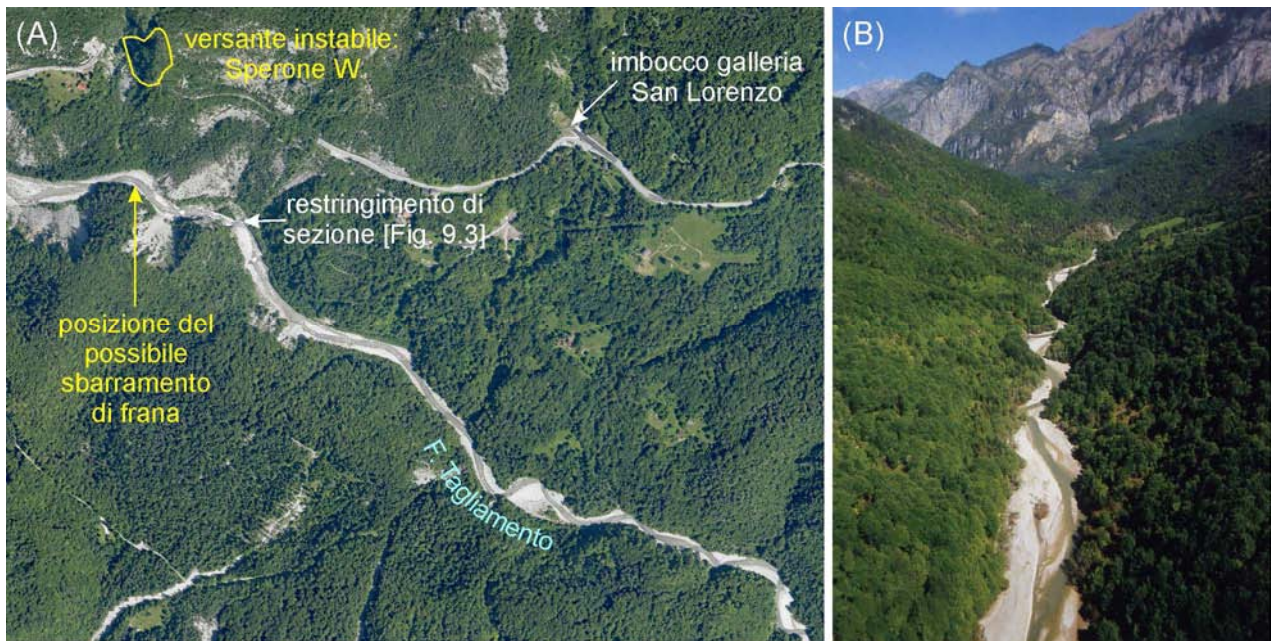


Fig. 9.2 (A), (B) L'alveo incassato del F. Tagliamento a valle del Passo della Morte. Si noti la sua tortuosità.



Fig. 9.3 Restringimento dell'alveo del F. Tagliamento in coincidenza del muro in calcestruzzo eretto a difesa della sponda sinistra (da relazione Puntel & Capellari Associati, 2015).

A 8 km circa dal Passo della Morte, il F. Tagliamento raggiunge la località Caprizi, intercettando prima il ponte della strada Regionale SR552 del Passo Rest e poche centinaia di metri più a valle lo sbarramento sul corso d'acqua per captazione idrica (Fig. 9.4). Il ponte sulla SR552 è sorretto da quattro pile in alveo con fronte semicircolare ed altezza dal fondo mobile variabile (Fig. 9.5). Il corso principale del fiume passa al di sotto della prima campata di SE (quella più a sinistra in Fig. 9.5), dove è posto l'idrometro della rete idrometeorologica gestita dalla Protezione Civile Regionale. La luce al di sotto dell'impalcato è di circa 2.8–

3.0 m. Al contrario, la luce al di sotto dell'ultima campata verso la sponda opposta (destra in Fig. 9.5), al di sopra di una barra ghiaiosa, è di appena 1.0–1.3 m. Un secondo corso (minore) del fiume si localizza al di sotto della terza e quarta campata del ponte. Qui la luce verticale è di circa 2.0 m. L'ortofoto in Fig. 9.4A è stata scattata nel 2007, mentre la foto di Fig. 9.5 si riferisce alla situazione del fiume all'inizio del 2019. Come si evince dal confronto tra le due immagini, la morfologia dell'alveo è la medesima, quindi la situazione del corso del fiume è inalterata da almeno 12 anni.

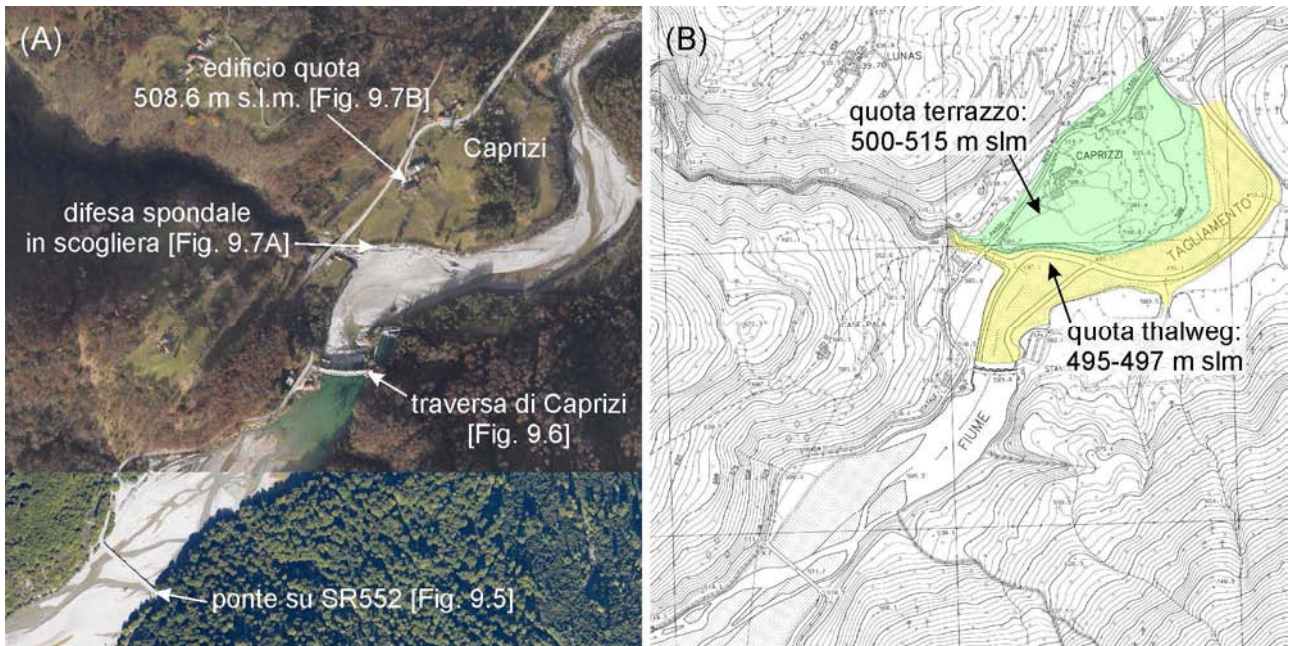


Fig. 9.4 (A) Ortofoto e (B) CTRN del tratto di valle del F. Tagliamento in corrispondenza dell'abitato di Caprizi. L'alveo ha qui una larghezza media di circa 100–150 m.



Fig. 9.5 Il ponte sulla SR552 visto da valle. L'impalcato è sorretto da 4 pile in alveo. Il corso principale del fiume si localizza sotto la campata di sinistra (SE). Si noti la differente luce verticale tra le 5 campate. Situazione ad inizio 2019.

Immediatamente a valle del ponte stradale si trova lo sbarramento di Caprizi con il piccolissimo bacino di monte annesso (Fig. 9.6). Il salto di fondo, in condizioni di paratie completamente aperte, risulta essere piuttosto limitato, di poco superiore al metro. Stante la minima capacità di invaso e la riduzione della larghezza dell'alveo in corrispondenza della traversa (inferiore a 70 m), rimangono dei dubbi sulla concreta capacità di laminazione di un'eventuale onda di piena conseguente alla rottura dello sbarramento di frana al Passo della Morte.



Fig. 9.6 Lo sbarramento di Caprizi visto da valle. Il corso principale del F. Tagliamento si trova all'estremità destra dell'alveo (a sinistra in foto, non visibile in quanto nascosto dalla barra ghiaiosa). In primo piano si nota un corso secondario del fiume rasente la difesa spondale in sinistra.

In corrispondenza dell'abitato di Caprizi, l'asta del F. Tagliamento descrive due ampie anse, la prima verso destra e la seconda verso sinistra (Fig. 9.4). Il terrazzo fluviale sul quale si trova l'abitato è situato 5–20 m al di sopra della quota dell'alveo ed è difeso verso monte da una scogliera in massi (Fig. 9.7A). In coincidenza di tale opera di difesa, c'è l'immissione in sinistra orografica del R. di Donna nel F. Tagliamento. L'edificio più vicino all'alveo del F. Tagliamento è situato a quota 508.6 m s.l.m., 11 m circa al di sopra della quota del thalweg (Fig. 9.7B).

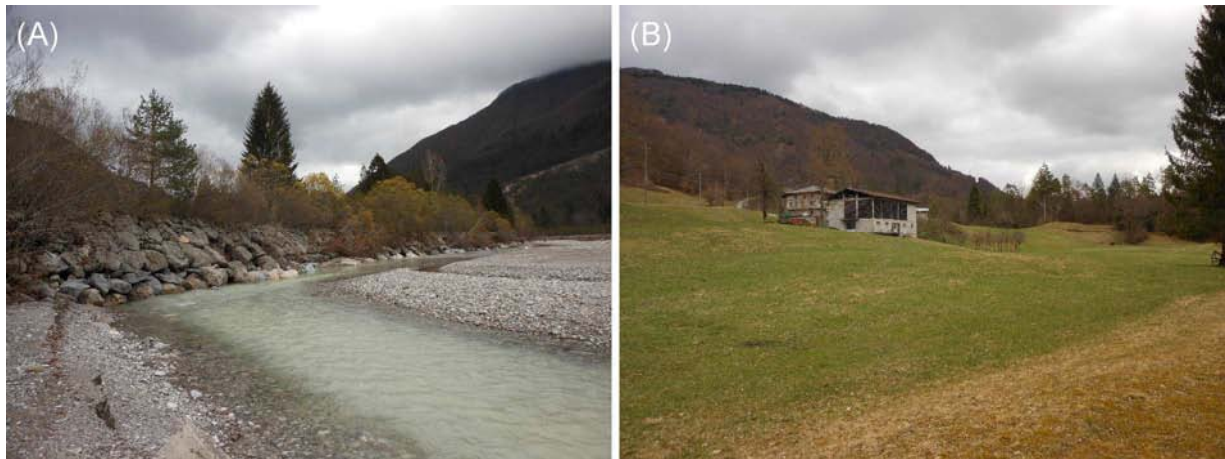


Fig. 9.7 (A) Argine in scogliera ($h = 3$ m) realizzato a difesa dell'abitato di Caprizi in sinistra orografica. (B) Edificio a quota 508.6 m s.l.m. situato a 100 m circa dal F. Tagliamento. La foto è stata scattata dalla sommità dell'argine.

A valle di Caprizi, il F. Tagliamento scorre incuneandosi tra i depositi detritici della frana di Borta, giacenti su entrambi i lati della valle. Successivamente, lungo il Canale di Socchieve e fino in località Casolari Seletto, si ripristina un alveo piuttosto incassato, caratterizzato da larghezze medie di solo 30–50 m (Figg. 9.1, 9.8).

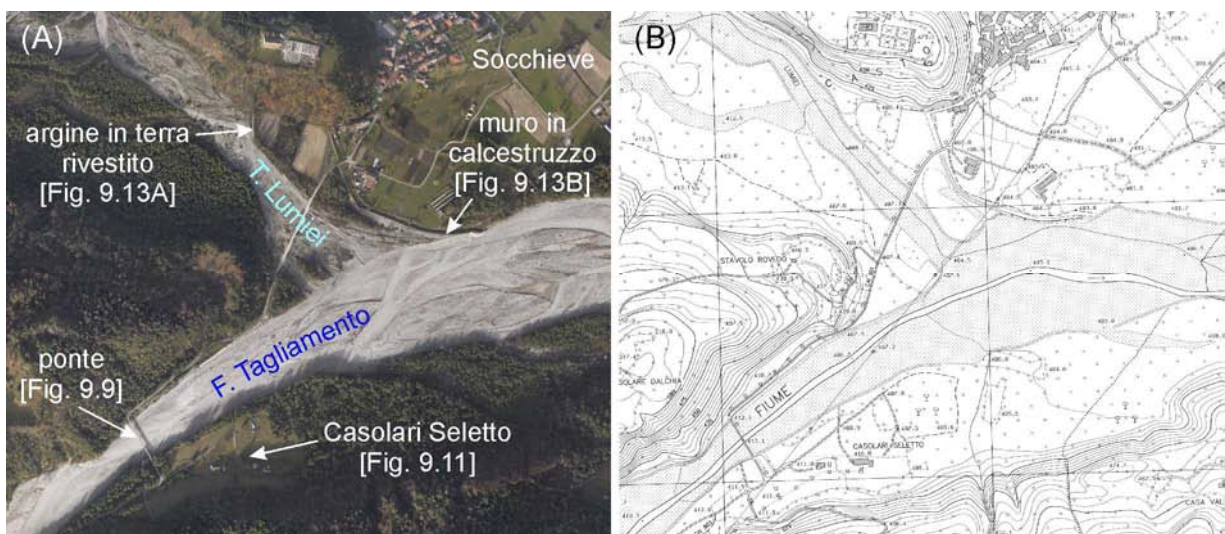


Fig. 9.8 (A) Ortofoto e (B) CTRN del tratto di valle alla confluenza tra il F. Tagliamento ed il T. Lumiei in corrispondenza dell'abitato di Socchieve.

In coincidenza della località Casolari Seletto, il F. Tagliamento è attraversato da un ponte per viabilità secondaria caratterizzato da quattro campate sorrette da tre pile in alveo a fronte triangolare (Fig. 9.9). La luce tra l'impalcato e l'alveo del fiume è di circa 3.60–3.70 m.



Fig. 9.9 Il ponte su viabilità secondaria in località Casolari Seletto, visto da monte. L'impalcato è sorretto da 3 pile in alveo con altezza utile di 3.6–3.7 m. Sulla sponda destra, poco più a valle del ponte, si trovano due edifici civili.

Il terrazzo alluvionale sul quale si trovano i Casolari Seletto ha una quota di 408–410 m s.l.m., ovvero appena 2–3 m al di sopra della quota dell'alveo in coincidenza del ponte (Fig. 9.10). Gli edifici civili (indicati come 'A' e 'B' in Figura 9.10) si trovano a ridotta distanza (50–100 m circa) dall'alveo del F. Tagliamento. La sponda destra del fiume è caratterizzata da un argine naturale di altezza modesta (circa 1 m), sia a monte che a valle del ponte stradale (Fig. 9.11A). Il terrazzo su cui sorgono gli edifici (Fig. 9.11B) risulta più basso della quota dell'impalcato del ponte. Quest'ultima risulta essere quotata 413.1 m s.l.m. sulla Carta Tecnica Regionale Numerica. Dall'andamento delle curve di livello di Fig. 9.10, risulta evidente la rampa che conduce al ponte sul lato meridionale (destra).

Secondo il "Piano stralcio per l'assetto idrogeologico del bacino idrografico del fiume Tagliamento" l'intero terrazzo alluvionale è suddiviso tra le classi di pericolosità idraulica media (classe P2) ed elevata (classe P3), con entrambi gli edifici civili che ricadono nell'area classificata come P2 (Fig. 9.12).

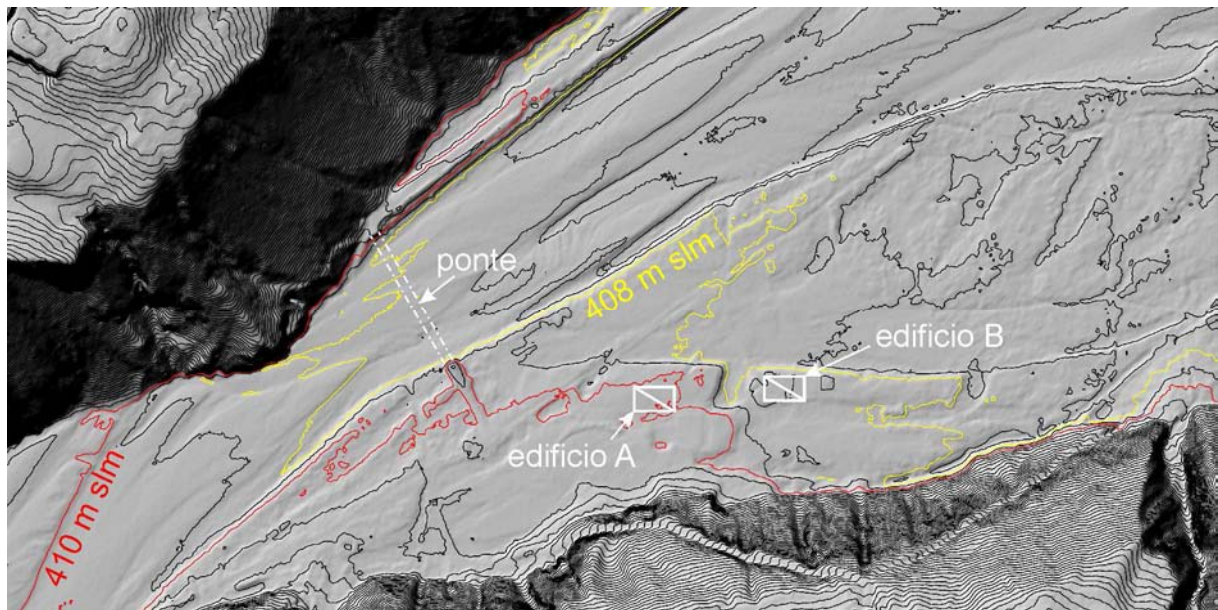


Fig. 9.10 Morfologia dell'alveo del F. Tagliamento e della sponda destra in corrispondenza della località Casolari Seletto. Sono indicate rispettivamente in rosso e in giallo le curve di livello corrispondenti alle quote di 410 m s.l.m. e 408 m s.l.m. Sono inoltre riportate le posizioni dei due edifici civili che distano poco più di 50 m dal fiume.

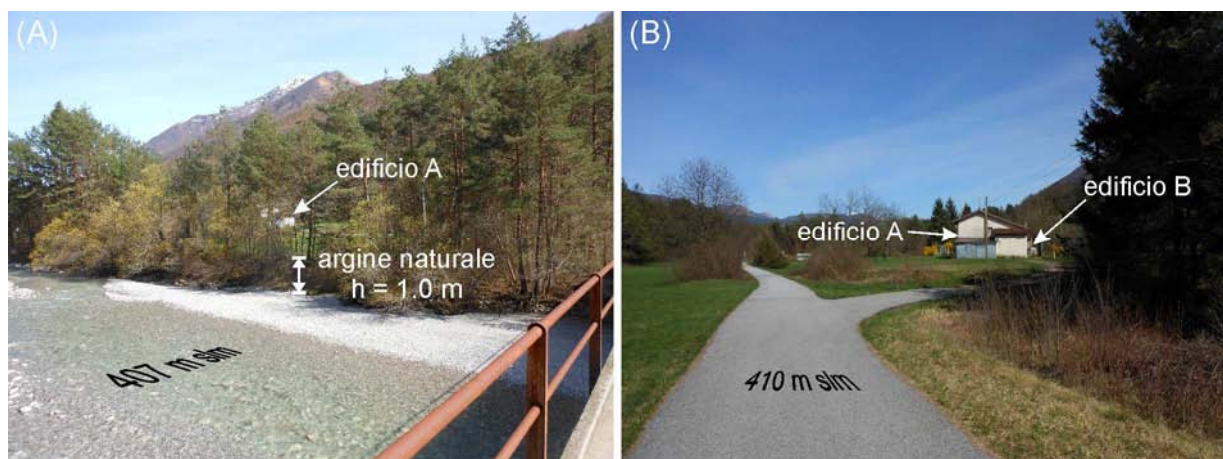


Fig. 9.11 (A) La sponda destra del F. Tagliamento ripresa dal ponte su viabilità secondaria in località Casolari Seletto. Si noti il modesto argine naturale di circa 1 m di altezza. (B) L'edificio civile A in località Casolari Seletto che si trova ad una quota di circa 410 m s.l.m. L'edificio civile B, nascosto in figura dall'edificio A, si trova ad una quota di circa 409 m s.l.m.

Alla confluenza col T. Lumiei, affluente di sinistra, l'alveo del F. Tagliamento si allarga rapidamente (Fig. 9.8), riprendendo un andamento tipicamente pluricursale. L'abitato di Socchieve si trova in sinistra orografica ed è difeso da una serie sovrapposta di argini in terra rivestiti in pietrame ed in calcestruzzo (Figg. 9.8, 9.13). Successivamente, l'alveo del F. Tagliamento tende ad allargarsi ulteriormente ed è attraversato dal ponte della strada Provinciale (SP12) per Preone (Fig. 9.1).

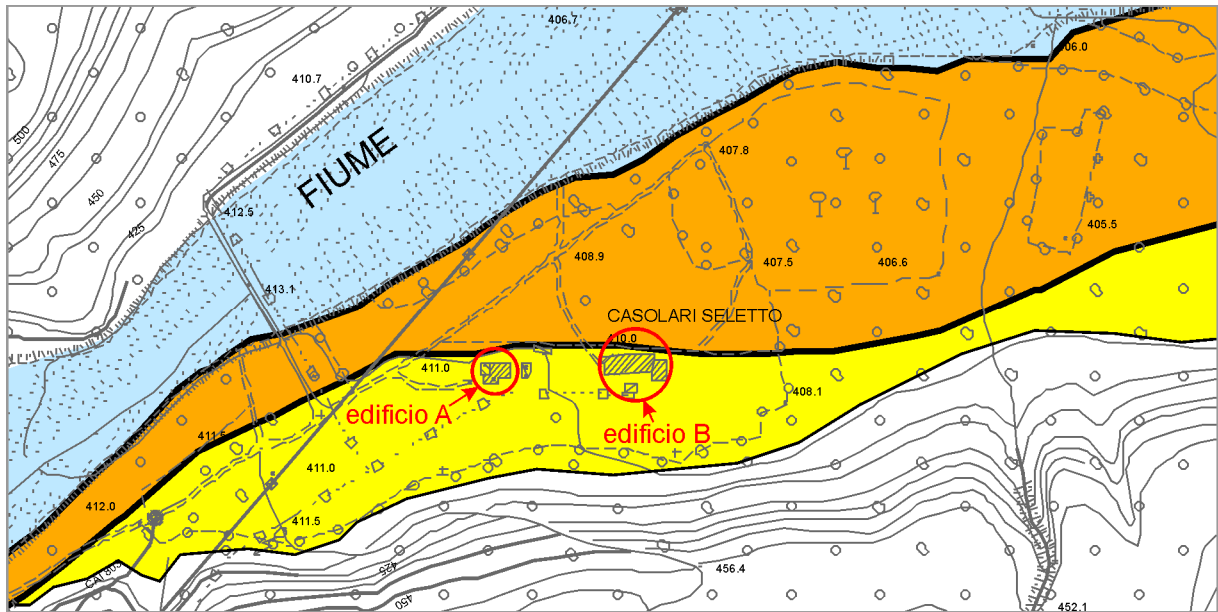


Fig. 9.12 Estratto modificato dal "Piano Stralcio per l'assetto idrogeologico del bacino idrografico del fiume Tagliamento", in coincidenza della località Casolari Seletto. I due edifici civili ricadono in classe di pericolosità idraulica P2.

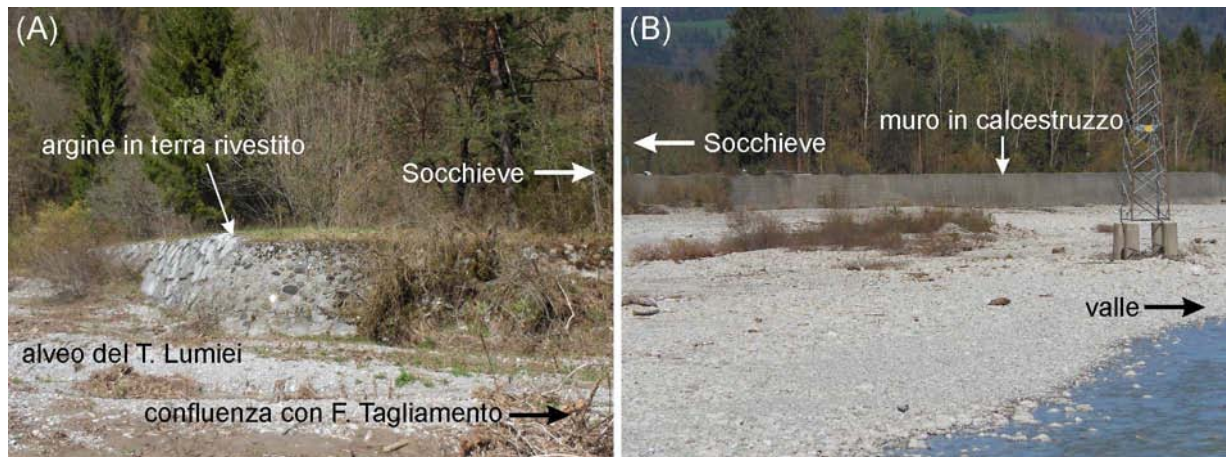


Fig. 9.13 Argini a difesa dell'abitato di Socchieve situati (A) a monte del paese lungo il corso del T. Lumiei e (B) lungo il corso del F. Tagliamento.

9.2.2 Impostazione delle analisi

Le analisi di propagazione dell'onda di piena sono state condotte mediante una modellazione idrodinamica bidimensionale (2DH) col metodo dei volumi finiti (FVM). Il modello numerico è stato allestito tramite il software SMS 12.1 (*Surface-water Modelling System*; Aquaveo, 2018), mentre le simulazioni idrodinamiche sono state condotte utilizzando il codice di calcolo *dam_break* sviluppato in proprio dal Gruppo di Ricerca di Idraulica dell'Università degli Studi di Udine. Il codice di calcolo utilizzato risolve le equazioni del moto bidimensionali in acque basse (*shallow water equations*, SWE) con una formulazione di tipo conservativo. Il FVM è particolarmente adatto a descrivere fenomeni discontinui con bruschi transitori (fenomeni di shock), come per esempio propagazioni su fondo asciutto, mentre le equazioni del moto di tipo conservativo sono maggiormente idonee per valutare effetti di tracimazione o rottura arginale (Bosa e Petti, 2013; Bosa et al., 2018; Petti et al., 2018).

La mesh di calcolo generata riproduce il tratto d'asta del F. Tagliamento precedentemente illustrato (sezione 9.2.1). Il contorno del dominio di calcolo e la relativa suddivisione in elementi della maglia sono stati definiti sulla base dei modelli digitali del terreno (DTM) e delle ortofoto messe a disposizione dalla Regione Friuli Venezia Giulia, per tutti gli elementi cartografici coinvolti nello studio (Fig. 9.14). In particolare, il perimetro del dominio di calcolo è stato fissato sui versanti adiacenti all'alveo del F. Tagliamento, ad una quota di 20–30 m al di sopra dei limiti esterni dell'alveo stesso, ovvero superiore alla quota attesa della corrente raggiunta durante la propagazione dell'onda. La mesh di calcolo è stata strutturata con celle quadrangolari di dimensione variabile al fine di meglio rappresentare la morfologia piuttosto complessa del F. Tagliamento, seguendo l'ipotetico flusso della corrente (Figg. 9.15, 9.16). Il dominio di calcolo è stato suddiviso in 124433 celle unitarie di area minima pari a 4.30 m² e massima pari a 194.50 m².

La dimensione delle celle è legata alla pendenza locale del terreno (celle più piccole per pendenze più elevate) e alla presenza di elementi di dettaglio (briglie, restringimenti localizzati, barre ghiaiose, argini, terrazzi alluvionali, etc.) che richiedono una particolare accuratezza (Figg. 9.15, 9.16). La maglia di calcolo è stata localmente modificata in corrispondenza del possibile sbarramento di frana, in funzione dello specifico scenario di collasso della diga ipotizzato. In alcune simulazioni, si è tenuto conto anche dell'apporto idrico di alcuni affluenti sia in destra (R. di Preses, R. Neri, R. di Grasia, R. Navis) che in sinistra (R. del Corno, R. Molino, R. di Donna, R. Festinais, T. Lumiei) del F. Tagliamento (Fig. 9.14).



Fig. 9.14 Contorno del dominio di calcolo (in rosso) sovrapposto a ortofoto del tratto d'asta del F. Tagliamento analizzato nelle simulazioni idrodinamiche della propagazione dell'onda di piena conseguente alla rottura del potenziale sbarramento di frana in località Passo della Morte. Sono indicati gli affluenti del F. Tagliamento considerati nelle analisi.

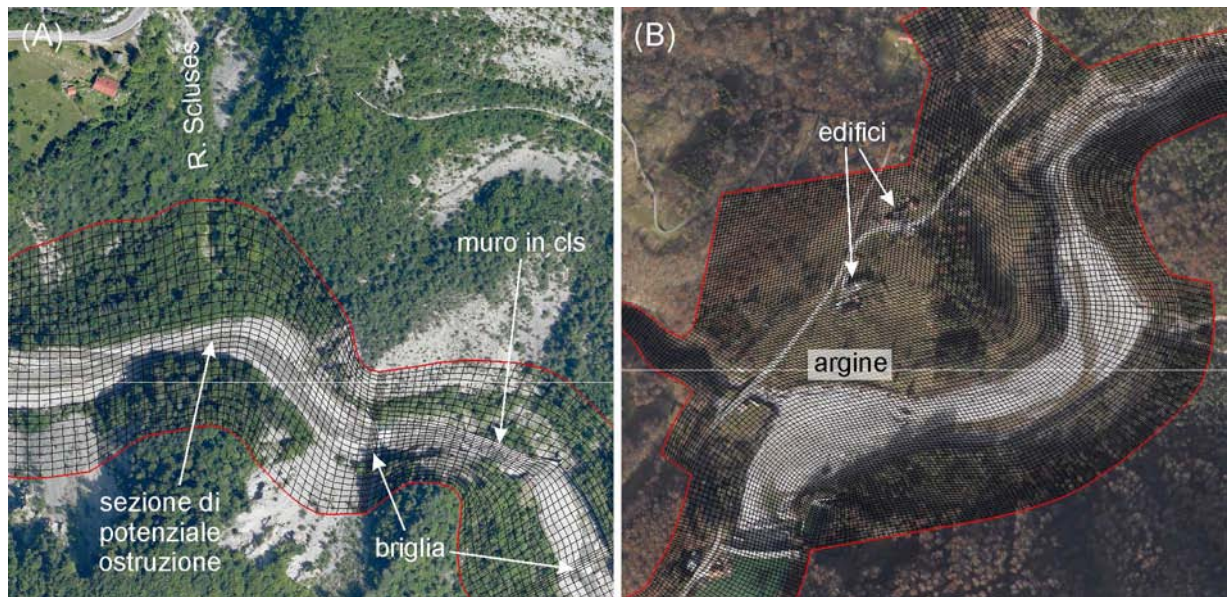


Fig. 9.15 Dettagli della mesh in corrispondenza (A) della posizione del potenziale sbarramento di frana e (B) dell'abitato di Caprizi. Gli elementi quadrangolari della maglia sono stati strutturati al fine di meglio seguire il flusso della corrente.



Fig. 9.16 Dettaglio della mesh di calcolo in corrispondenza della confluenza tra il F. Tagliamento e il T. Lumiei. Nella realizzazione della mesh è stata considerata la posizione degli argini a difesa dell'abitato di Socchieve.

In corrispondenza delle sezioni iniziale e finale del dominio di calcolo così come in corrispondenza delle sezioni iniziali degli affluenti del F. Tagliamento, sono stati definiti dei poligoni di forma rettangolare, detti canali prismatici, a cui sono state associate le condizioni a contorno del modello (Fig. 9.14).

I singoli nodi della maglia di calcolo sono stati quotati mediante interpolazione lineare dei valori altimetrici dei punti noti del modello digitale del terreno. I canali prismatici sono stati costruiti come piani inclinati con valore di inclinazione coincidente alla pendenza dell'alveo in corrispondenza delle sezioni stesse. La pendenza dell'alveo del F. Tagliamento in corrispondenza della confluenza col R. Scluses è pari al 3%, mentre alla sezione di chiusura in prossimità di Enemonzo è del 9‰. La quota massima della mesh di calcolo è 684.87 m s.l.m., la quota minima è di 375.02 m s.l.m. I limiti laterali del dominio di calcolo sono stati considerati come pareti infinitamente alte, ovvero con condizione a contorno di riflessione totale della corrente. Ai canali prismatici sono state imposte le condizioni a contorno di portata entrante a monte e condizione cinematica di trasparenza a valle (deflusso libero).

Per la determinazione della portata entrante (o di progetto) nella sezione di monte, non è stato possibile effettuare uno studio idrologico del corso d'acqua in modo diretto su larga scala temporale. Infatti, nel tratto d'asta del F. Tagliamento compreso tra la sua sorgente in comune di Forni di Sopra e la sezione di chiusura del modello in prossimità di Enemonzo non sono operanti stazioni fisse di misura di portata. La portata di progetto è stata quindi valutata in maniera indiretta, sulla base di dati acquisiti nel corso del presente studio e forniti da diversi enti quali il Comune di Forni di Sotto, la Regione Friuli Venezia Giulia e la società privata Edipower. Alcune misurazioni di portata lungo il corso del F. Tagliamento sono state effettuate da società tecniche private nell'ambito dello studio di fattibilità di una centralina idroelettrica in Comune di Forni di Sotto. Tali misurazioni di portata sono state effettuate in modo discontinuo nel periodo 13/12/2011–03/04/2014 in cinque diverse sezioni lungo l'asta del fiume e mediante utilizzo di mulinello (Tabella 9.1). I valori della portata misurata variano da un minimo di 1.80 m³/s ad un massimo di 9.36 m³/s, con un valore medio di 4.06 m³/s.

La Regione Friuli Venezia Giulia ha messo a disposizione dei dati di portata fluente riferiti alle sezioni del ponte Sacrovint (Forni di Sotto) e di Caprizi. Al ponte Sacrovint, i pochi dati disponibili di portata riferiti al periodo 24/04/2006–23/09/2008 variano tra un minimo di 1.85 m³/s ed un massimo di 4.50 m³/s. A Caprizi, nel periodo di registrazione compreso tra il 05/08/2004 e il 11/07/2012, i valori di portata variano essenzialmente tra 2.01 m³/s e 8.64 m³/s, con un picco isolato di 17.84 m³/s. Infine, la società Edipower ha fornito un valore della portata media fluente nel F. Tagliamento alla sezione di Caprizi di 4.0 m³/s riferito ad un periodo compreso tra il 2004 ed il 2006.

Tabella 9.1 Valori di portata del F. Tagliamento misurati mediante mulinello in diverse sezioni lungo l'asta del fiume.

Data	Sezione	Rilevatore	Portata misurata Q [m ³ /s]
13/12/2011	Caprizi	HC Hospital Consulting	3.91
13/12/2011	Passo della Morte (presa)	HC Hospital Consulting	2.87
13/12/2011	Passo della Morte (rilascio)	HC Hospital Consulting	3.04
19/03/2012	Caprizi	HC Hospital Consulting	2.58
19/03/2012	Passo della Morte (briglie)	HC Hospital Consulting	1.80
19/03/2012	Passo della Morte (rilascio)	HC Hospital Consulting	1.89
21/08/2012	Forni di Sotto	HC Hospital Consulting	2.30
21/08/2012	Passo della Morte (briglie)	HC Hospital Consulting	2.22
21/08/2012	Passo della Morte (rilascio)	HC Hospital Consulting	2.61
13/03/2014	Forni di Sotto	Dr. Andrea Marin	5.32
13/03/2014	Passo della Morte (rilascio)	Dr. Andrea Marin	6.86
03/04/2014	Forni di Sotto	Dr. Andrea Marin	8.02
03/04/2014	Passo della Morte (rilascio)	Dr. Andrea Marin	9.36

Sulla base dei dati precedentemente esposti, è stato scelto un valore della portata di progetto pari a $Q_{p1} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$. Tale valore di portata è superiore agli intervalli precedentemente definiti, i quali possono essere considerati rappresentativi di una condizione idraulica di deflusso ordinario del fiume. Il valore scelto è quindi riferibile ad una condizione più gravosa rispetto a quella di normale deflusso nel F. Tagliamento. Inoltre, è stato considerato anche un secondo valore della portata di progetto, pari a $Q_{p2} = 50 \text{ m}^3/\text{s}$. Questo valore è di un ordine di grandezza superiore alla portata media riscontrata dalle misurazioni effettuate ed è riferibile ad un potenziale evento di piena. Un evento di piena concomitante al crollo del versante instabile è un fenomeno possibile, seppur con una minore probabilità di accadimento. Si ricorda infatti che le precipitazioni intense e/o prolungate rappresentano un potenziale fattore d'innescò per la frana (vedi Capitolo 7).

La scabrezza delle superfici è stata assegnata considerando degli specifici coefficienti di Manning n per ognuno dei 5 diversi tipi di materiale identificati (Tabella 9.2). I coefficienti di scabrezza sono stati assegnati sulla base dei dati indicati in letteratura da Chow (1959).

Tabella 9.2 Valori del coefficiente di scabrezza di Manning assunti nelle simulazioni idrodinamiche (Chow, 1959).

Materiale	Coefficiente di Manning n [s/m ^{1/3}]			Classe di scabrezza
	Minimum	Normal	Maximum	
Ghiaia	0.030	0.040	0.070	D-1 b-1/2
Roccia	0.025	0.040	0.050	C-d-1/2
Calcestruzzo	0.011	0.013	0.016	B-2 c-1/2
Vegetazione alta	0.035	0.060	0.160	D-2 c-2/3/5
Vegetazione bassa	0.025	0.035	0.050	D-2 a-1/2

L'influenza della scabrezza dei materiali sulle caratteristiche di propagazione dell'onda di piena è stata valutata considerando, per ogni caso analizzato, le configurazioni di minimo, normali e di massimo dei rispettivi valori del coefficiente di Manning. Le condizioni iniziali del modello, in termini di velocità e tiranti della corrente, sono state impostate in funzione dei diversi casi di analisi. In tutti i casi analizzati, sono stati considerati il volume del lago e l'altezza dello sbarramento relativi allo scenario più gravoso di rottura del versante del Passo della Morte (scenario 3; Tabella 8.2).

Le analisi idrodinamiche condotte sono state suddivise tra due ipotetici scenari:

1. Collasso totale dello sbarramento di frana (propagazione su fondo asciutto);
2. Collasso parziale dello sbarramento di frana (propagazione su fondo bagnato).

9.2.3 Collasso totale dello sbarramento

La simulazione idrodinamica che considera il collasso totale del potenziale sbarramento di frana studia la propagazione dell'onda di piena su alveo asciutto del F. Tagliamento. Il meccanismo di rottura che porta al collasso totale della diga è correlato a fenomeni di sifonamento o perdita di stabilità globale. Tale rottura determinerebbe una sezione di scarico più grande e, di conseguenza, l'innescò di un'onda con portata di picco più elevata. A favore di sicurezza, si ipotizza che il collasso dello sbarramento possa avvenire in coincidenza del livello di massimo invaso del bacino di monte (621.5 m s.l.m.), prima che si inneschi il fenomeno di tracimazione della diga. Per tale ipotesi, l'occlusione del corso del F. Tagliamento causerebbe un'interruzione del flusso della corrente verso valle, con progressivo e rapido prosciugamento dell'alveo. L'onda di piena generata dalla rottura dello sbarramento si propagherebbe quindi su fondo asciutto, con tiranti più piccoli ma celerità maggiore.

Le condizioni iniziali del modello sono associate ad una situazione statica in cui le celle che rappresentano il bacino d'invaso a tergo dello sbarramento sono caratterizzate da valori di velocità della corrente nulli e valori del tirante pari alla differenza tra la quota del pelo libero del lago (621.5 m s.l.m.) e le quote topografiche del terreno sommerso (Fig. 9.17).

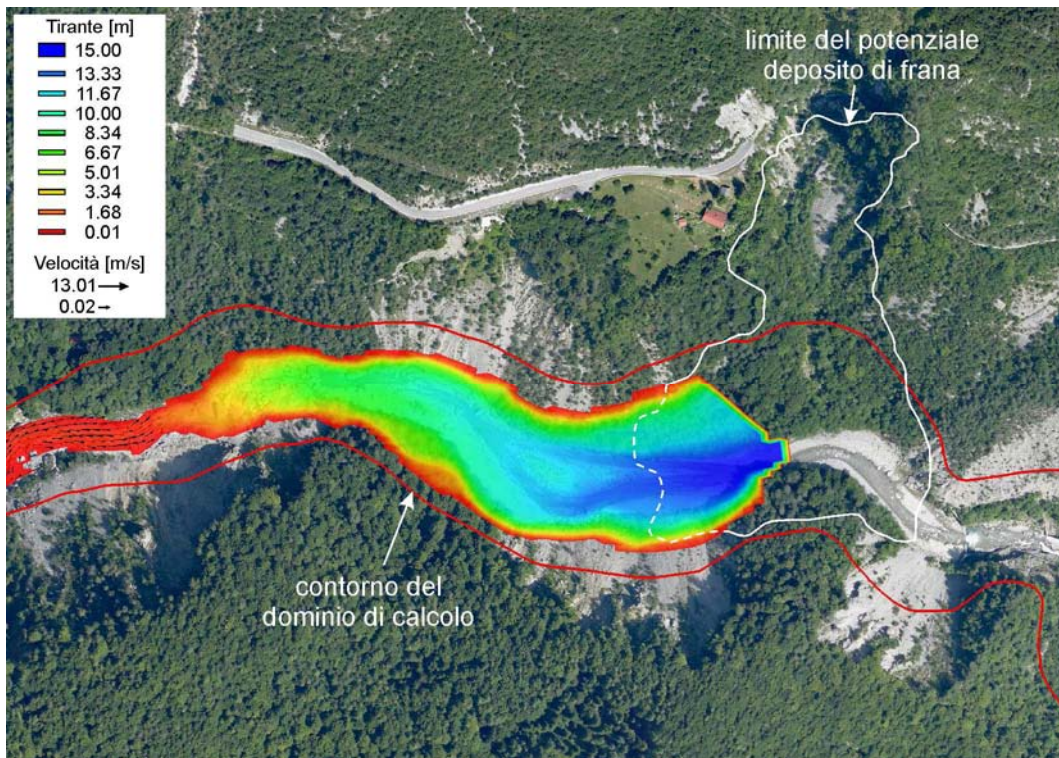


Fig. 9.17 Condizioni iniziali del modello idrodinamico che simula la propagazione dell'onda di piena su alveo asciutto. Sono indicati i valori del tirante e della velocità della corrente in corrispondenza del potenziale bacino di invaso a monte dello sbarramento di frana. La quota del pelo libero dell'invaso è di 621.5 m s.l.m.

A valle dello sbarramento, in assenza di corrente, i valori di velocità e tirante sono ovunque nulli. L'analisi idrodinamica è stata condotta simulando il collasso della diga mediante smaterializzazione della stessa, determinando in tal modo una condizione di disequilibrio idraulico con conseguente innescò immediato dell'onda. La propagazione dell'onda è stata indagata assumendo le tre configurazioni di scabrezza dei materiali (Tabella 9.2). I risultati delle simulazioni differiscono per i diversi valori di velocità e tirante della corrente e per i diversi tempi di propagazione ed esaurimento del fenomeno. La configurazione che assume i valori minimi dei coefficienti di Manning è correlata alla propagazione di un'onda caratterizzata da celerità maggiori e che raggiunge le sezioni di interesse lungo l'asta del F. Tagliamento in tempi più brevi. Il fenomeno indagato si esaurisce in prossimità di Enemonzo in circa 3h. Viceversa, la configurazione che assume i valori massimi dei coefficienti di scabrezza è associata ad un'onda di piena che si propaga con minor celerità ma tiranti della corrente più alti. In questo caso, il fenomeno si esaurisce in prossimità di Enemonzo in circa 4h30min. Tuttavia, gli effetti lungo il corso del F. Tagliamento della propagazione dell'onda di piena sono i medesimi per tutte e tre le configurazioni. La portata di picco della corrente in caso di rottura totale dello sbarramento è stata calcolata in $Q_{\text{picco}} = 1800 \text{ m}^3/\text{s}$. L'onda innescata dalla rottura del potenziale sbarramento di frana giunge dopo pochi secondi in corrispondenza del restringimento dell'alveo a valle del Passo della Morte (Fig. 9.18A). Il muro in calcestruzzo che funge da difesa spondale in sinistra viene agevolmente sormontato ed aggirato da una corrente caratterizzata da tiranti di 5–7 m (Fig. 9.18B).

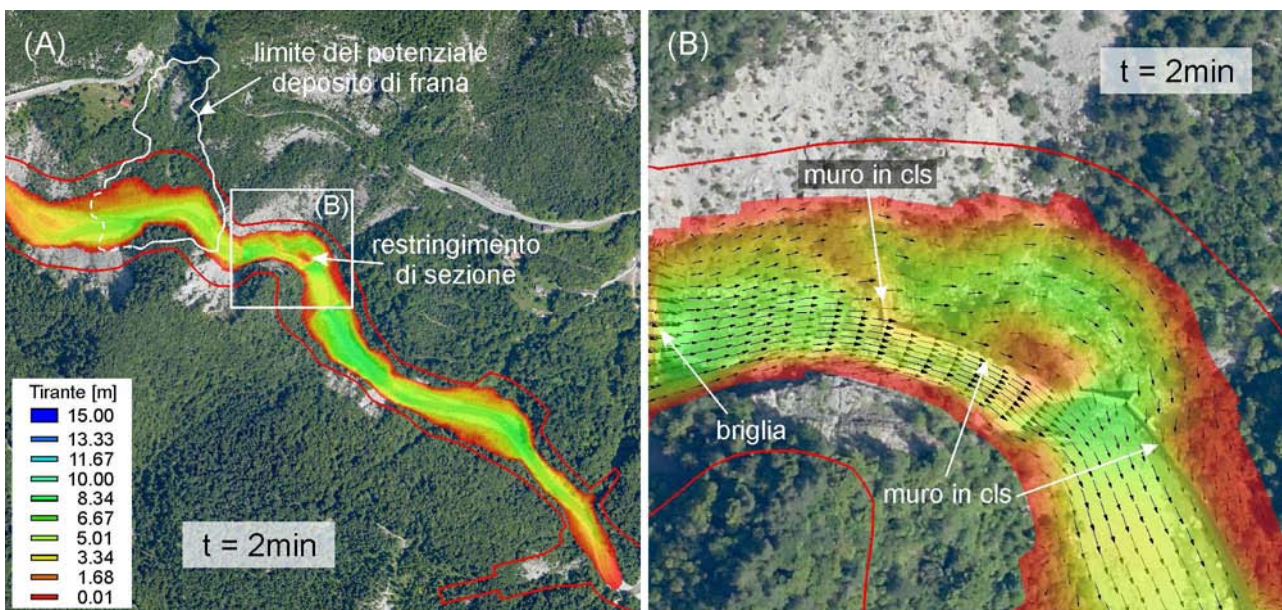


Fig. 9.18 (A) Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo asciutto. (B) Dettaglio della propagazione dell'onda in corrispondenza del restringimento dell'alveo a valle del Passo della Morte. Si noti lo scavalco del muro in calcestruzzo eretto a difesa della sponda sinistra in frana.

Più a valle, l'onda si propaga con velocità di circa 1.5–4 m/s e tiranti variabili tra 1.0 m e 5.0 m, senza conseguenze significative essendo contenuta nell'alveo incassato del fiume (Fig. 9.19).

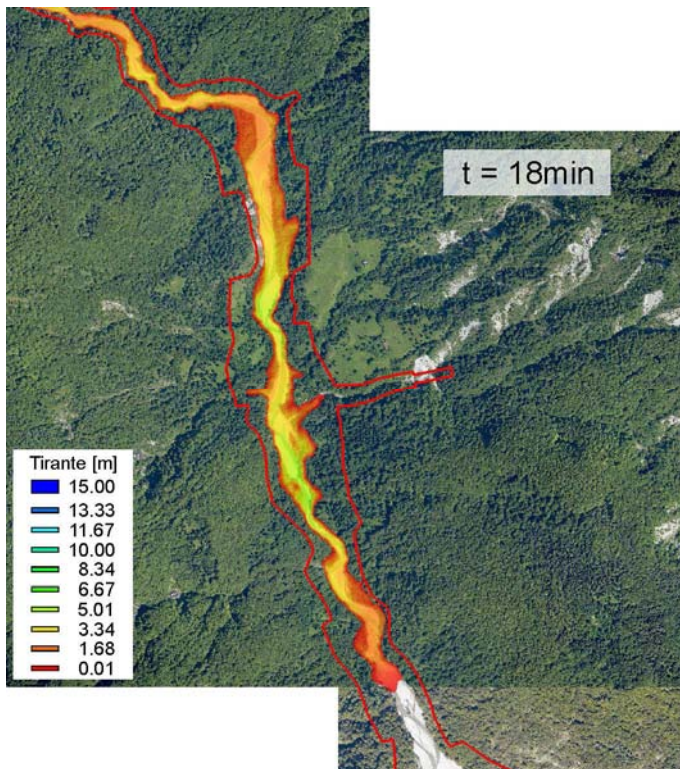


Fig. 9.19 Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo asciutto, nel primo tratto d'asta del F. Tagliamento analizzato. La corrente è contenuta nell'alveo del fiume.

In corrispondenza del brusco allargamento dell'alveo del F. Tagliamento in prossimità di Caprizi, i tiranti della corrente tendono a decrescere, ma l'onda è contenuta in alveo (Fig. 9.20).

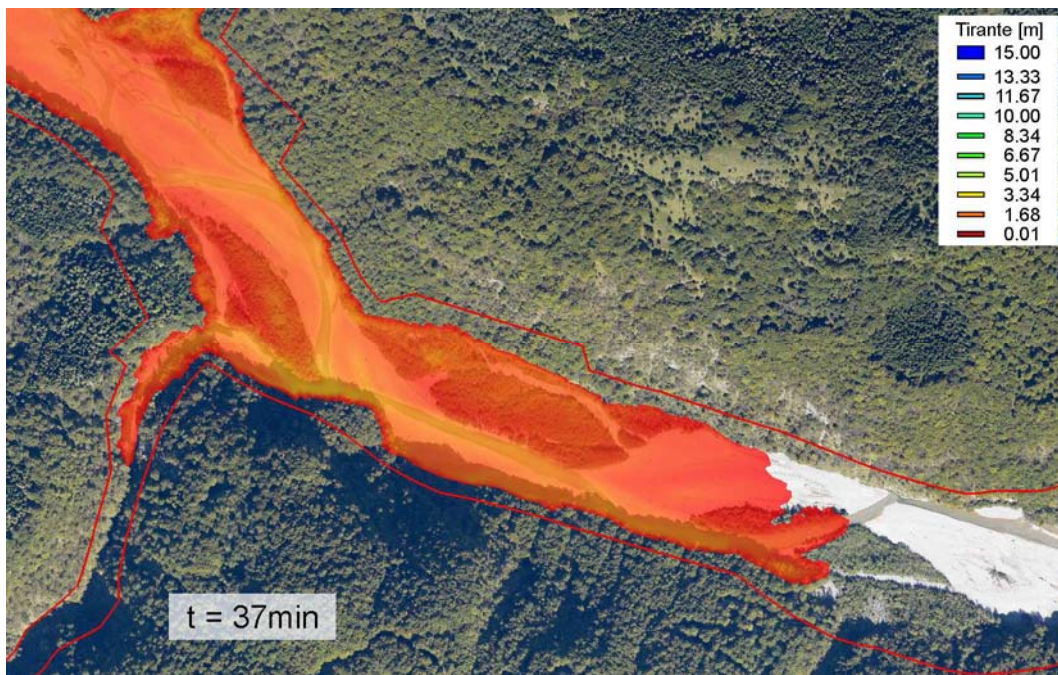


Fig. 9.20 Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo asciutto, in corrispondenza dell'allargamento dell'alveo del F. Tagliamento prima di Caprizi.

L'onda di piena raggiunge il ponte sulla SR552 dopo un tempo variabile tra circa 45min e 1h25min, in funzione delle scabrezze assunte nel modello. Il flusso della corrente si concentra al di sotto della campata di SE (Fig. 9.21). Qui il tirante massimo risulta essere di 1.20 m, ben minore della luce verticale disponibile (di 2.8–3.0 m circa). Nella campata opposta di NW, il tirante della corrente è di 0.80 m circa, comunque inferiore alla luce disponibile (1.0–1.3 m).

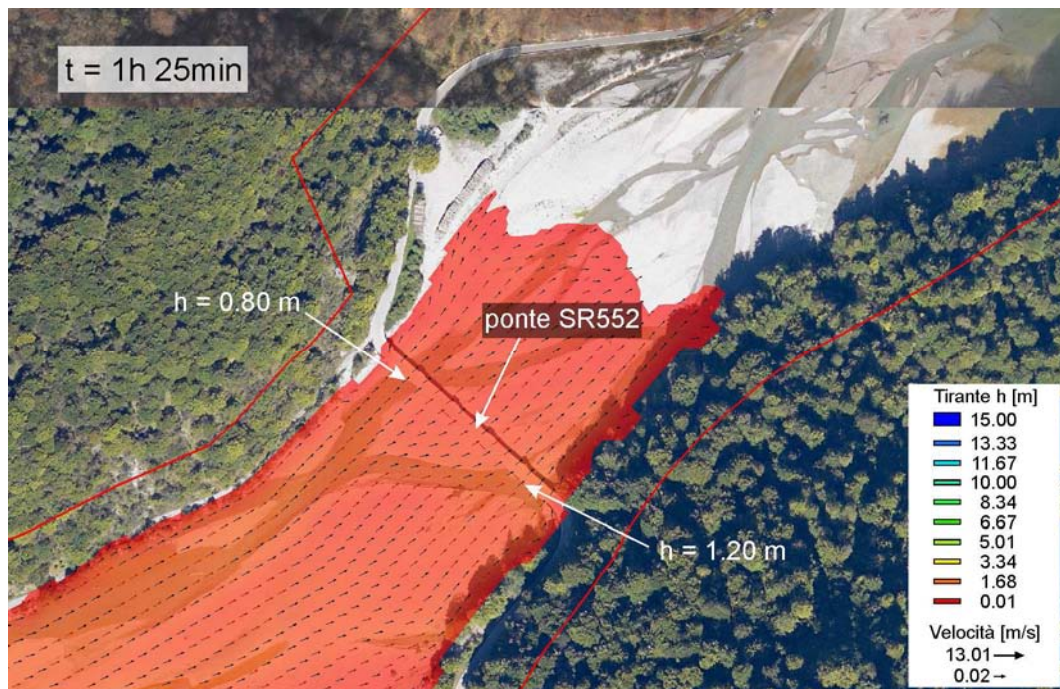


Fig. 9.21 Tiranti e velocità simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo asciutto, in corrispondenza del ponte sulla SR552 (località Caprizi). Il flusso della corrente si concentra al di sotto della campata di SE del ponte. L'onda è ovunque contenuta in alveo.

Oltrepassata la traversa di Caprizi, l'onda raggiunge l'ansa a monte dell'abitato in un tempo variabile tra circa 50min e 1h35min (Fig. 9.22). L'argine in scogliera (Fig. 9.7A) contiene la corrente transitante in quel punto con tiranti massimi di circa 1.5 m e velocità massime di 1.0 m/s. Non si notano fenomeni di sovrizzo dinamico, nonostante la direzione della corrente sia incidente a quella dell'argine stesso. Verso valle, l'onda prosegue incanalata in alveo lungo il Canale di Socchieve (Fig. 9.23), fino a raggiungere la località Casolari Seletto (Fig. 9.24) e la successiva confluenza con il T. Lumiei nei pressi dell'abitato di Socchieve (Fig. 9.25). In corrispondenza del ponte su viabilità secondaria in località Casolari Seletto, l'onda giunge in un tempo variabile tra circa 1h20min e 2h30min ed è caratterizzata da tiranti massimi di circa 1.5 m, tali da non determinare esondazioni in direzione del terrazzo alluvionale sul quale sorgono gli edifici (Fig. 9.24). A Socchieve, l'onda di piena (tirante massimo $h = 1.50$ m) viene contenuta in alveo dall'argine in

sponda sinistra, evitando fenomeni di esondazione in direzione del paese. Si nota esclusivamente l'inondazione di un'area golenale vegetata poco oltre la confluenza tra i due corsi d'acqua (Fig. 9.25).

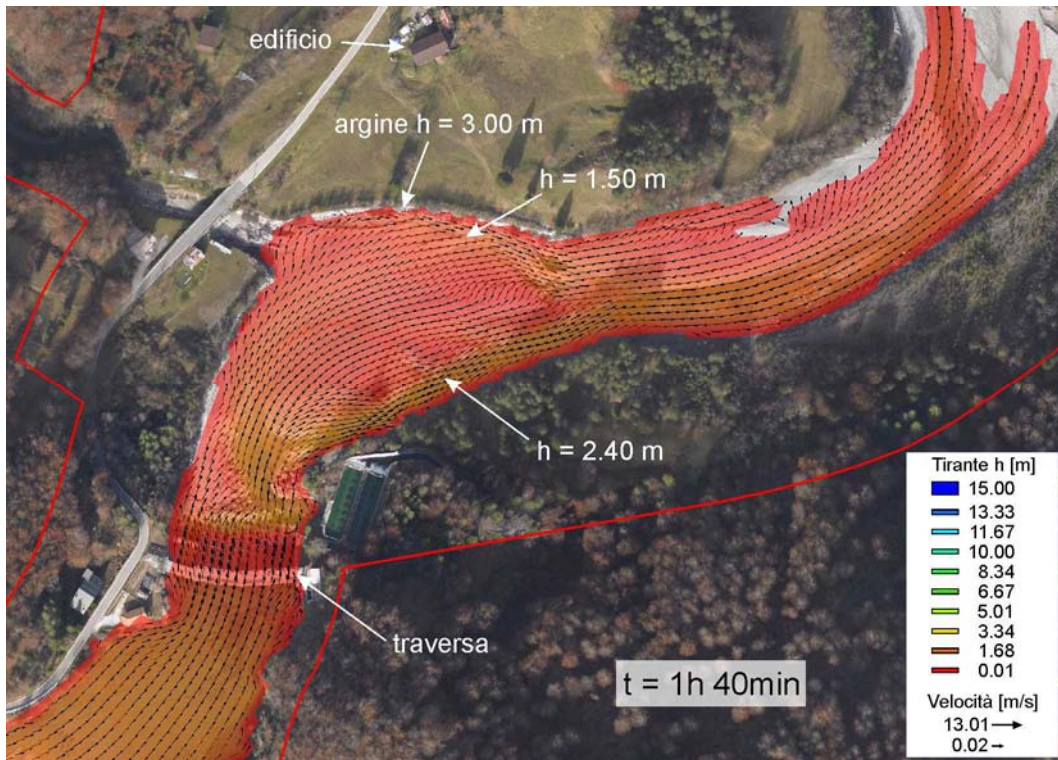


Fig. 9.22 Tiranti e velocità simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo asciutto, in corrispondenza dell'abitato di Caprizi. Il flusso principale della corrente transita rasente alla sponda destra.



Fig. 9.23 Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo asciutto, lungo il Canale di Socchieve tra gli abitati di Caprizi e Socchieve.

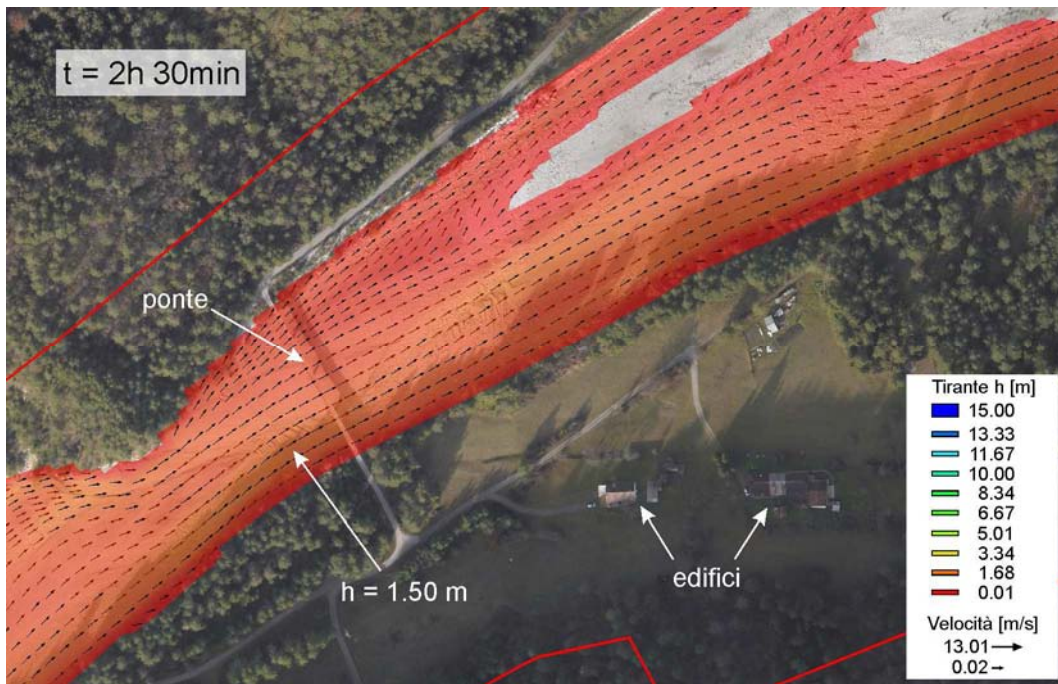


Fig. 9.24 Tiranti e velocità simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo asciutto, in corrispondenza della località Casolari Seletto. La corrente è contenuta in alveo.

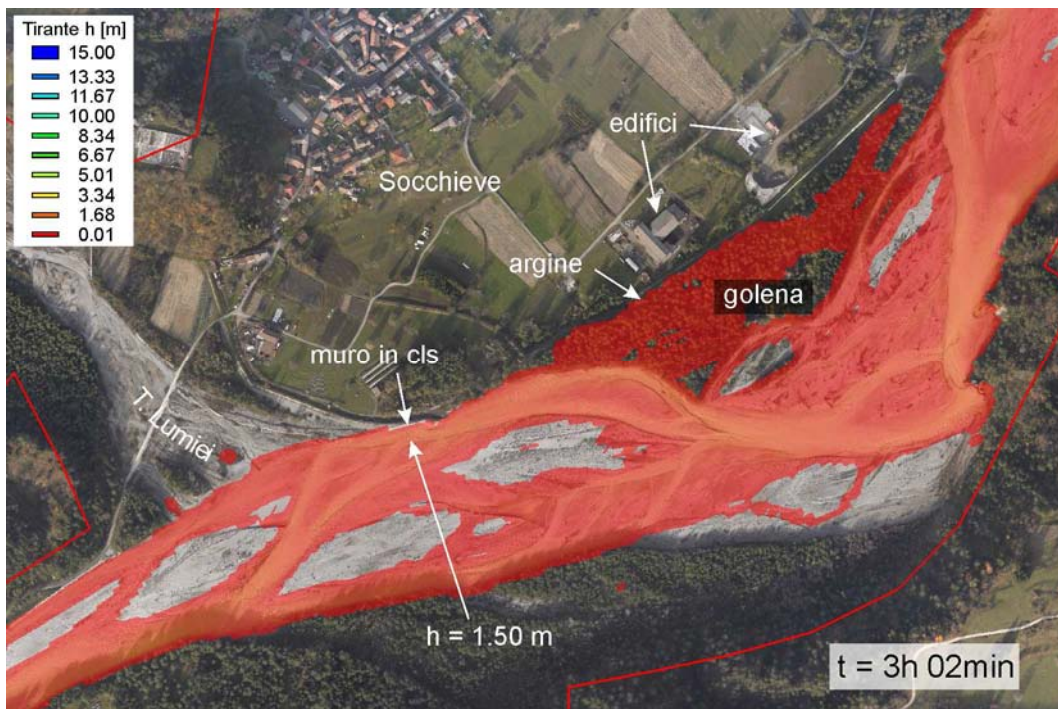


Fig. 9.25 Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo asciutto, in corrispondenza dell'abitato di Socchieve. La corrente causa l'inondazione di un'area golena ma è contenuta entro gli argini.

9.2.4 Collasso parziale dello sbarramento

La modellazione idrodinamica che considera un collasso parziale del potenziale sbarramento di frana simula la propagazione dell'onda di piena su alveo bagnato del F. Tagliamento. Lo specifico meccanismo di rottura considerato è quello associato alla tracimazione del corpo diga, con fenomeno di erosione al piede ed erosione retrogressiva della soglia di sfioro. Prima del collasso della diga, si instaura quindi una condizione di moto permanente in cui a valle dello sbarramento transita una corrente di portata pari a quella entrante nella sezione a monte del bacino di invaso (condizione a contorno). L'apertura di una breccia all'interno del corpo diga determina una sezione di scarico più piccola rispetto al caso di collasso totale e quindi causa l'innescò di un'onda con portata di picco inferiore al caso precedente. Tuttavia, l'onda di piena si propagherebbe su fondo bagnato, con celerità inferiore ma tiranti più alti rispetto al caso di propagazione su fondo asciutto. Inoltre, le dimensioni della breccia sono dipendenti dalle caratteristiche della corrente tracimante, ed in particolare, dalla portata fluente nel F. Tagliamento (portata tracimante). Al netto di altri fattori, ad una portata tracimante maggiore è associata una breccia di dimensioni maggiori. Per valutare eventuali differenze nelle dinamiche del fenomeno, sono stati considerati due valori della portata fluente in alveo: (1) $Q_{p1} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ e (2) $Q_{p2} = 50 \text{ m}^3/\text{s}$. Nel secondo caso, riferibile ad una condizione idraulica associata ad un evento di piena, è stato considerato anche l'apporto idrico degli affluenti del F. Tagliamento lungo il tratto d'asta analizzato.

Le simulazioni idrodinamiche che considerano un collasso parziale dello sbarramento di frana sono state condotte in due fasi successive. Nella prima fase, sono stati simulati il progressivo riempimento del bacino di monte e la successiva tracimazione del corpo diga fino al raggiungimento della condizione di moto permanente per la data portata fluente. In questa prima fase di modellazione, le condizioni iniziali sono rappresentate da valori nulli di velocità e tiranti della corrente su tutto il dominio. La mesh di calcolo tiene conto della presenza dello sbarramento di frana, considerando le quote del deposito detritico in coincidenza della confluenza tra il F. Tagliamento e il R. Scluses. Nella fase successiva di analisi, la mesh è stata modificata localmente per prendere in considerazione l'apertura di una breccia nel corpo diga, la cui dimensione è funzione della portata fluente in alveo. In questa seconda fase, le condizioni iniziali del modello coincidono ai valori delle velocità e dei tiranti della corrente relativi alla condizione di moto permanente precedentemente stabilita su tutto il dominio di calcolo. La breccia simulata nel corpo diga determina un disequilibrio idraulico con conseguente innescò dell'onda di piena che si propaga verso valle.

9.2.4.1 Portata fluente $Q_p = 10 \text{ m}^3/\text{s}$

Per un valore della portata di progetto pari a $10 \text{ m}^3/\text{s}$, il bacino a monte del potenziale sbarramento di frana si riempirebbe in circa 8h (Fig. 9.26).

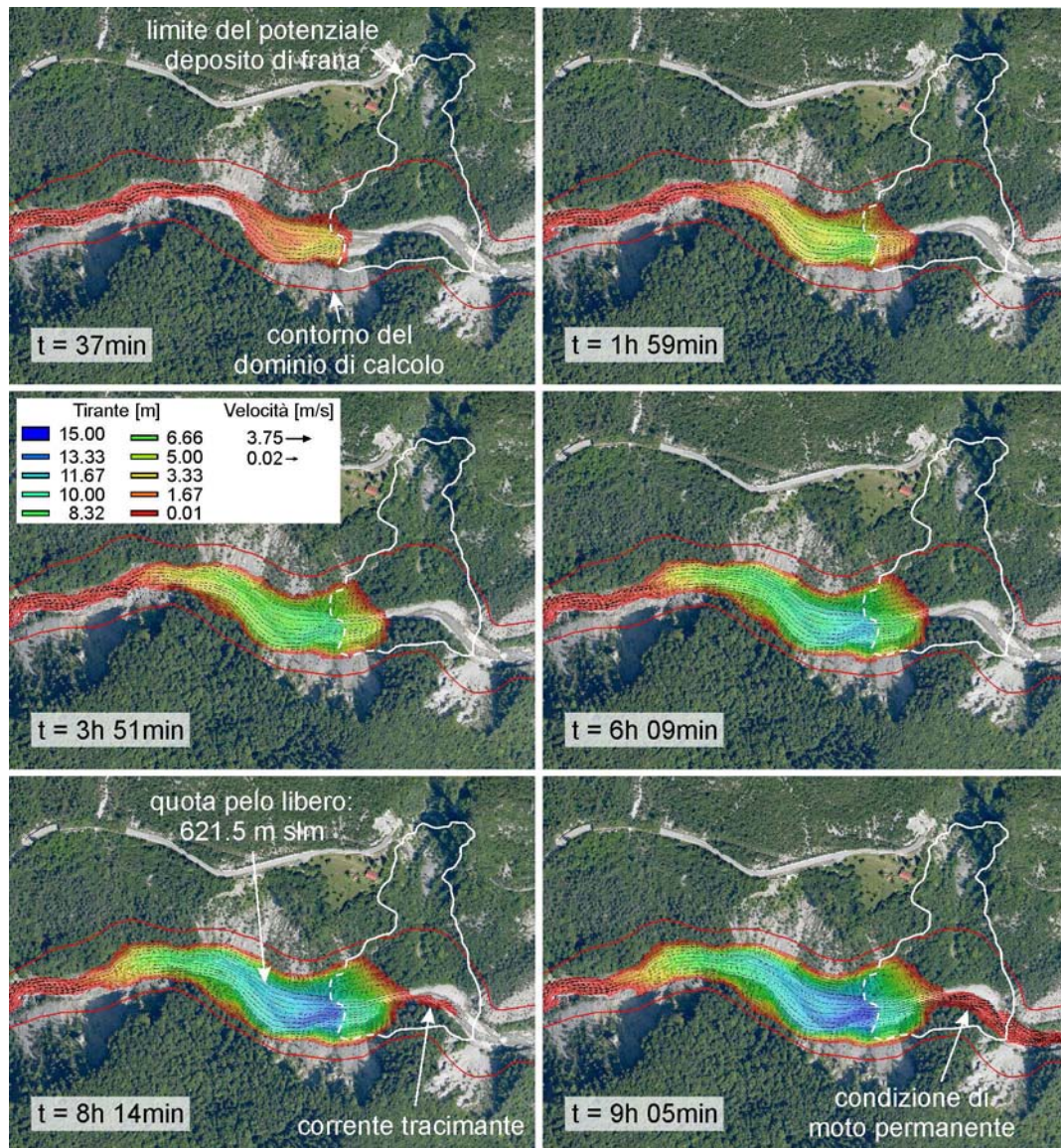


Fig. 9.26 Formazione progressiva del bacino a monte del potenziale sbarramento di frana in località Passo della Morte, per una corrente di portata $Q_p = 10 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le Figg. 9.27–9.31 mostrano i tiranti simulati della corrente in alcuni punti di interesse lungo l’asta del F. Tagliamento per le condizioni di: moto uniforme, arrivo dell’onda di piena, transito del colmo di piena e ripristino delle condizioni di moto uniforme. L’onda di piena che si propaga verso valle a causa della rottura parziale dello sbarramento di frana ha una portata di picco pari a circa $Q_{\text{picco}} = 1590 \text{ m}^3/\text{s}$. Dopo pochi secondi l’onda giunge al restringimento di sezione in coincidenza delle opere a difesa della sponda sinistra. Come nel caso di propagazione su fondo asciutto, l’onda scavalca e aggira il muro in calcestruzzo inondando

la sponda detritica in frana con dei tiranti che arrivano ad un massimo di 6.60 m (Fig. 9.27). I tiranti tendono a diminuire rapidamente, fino al ripristino delle condizioni di moto uniforme.

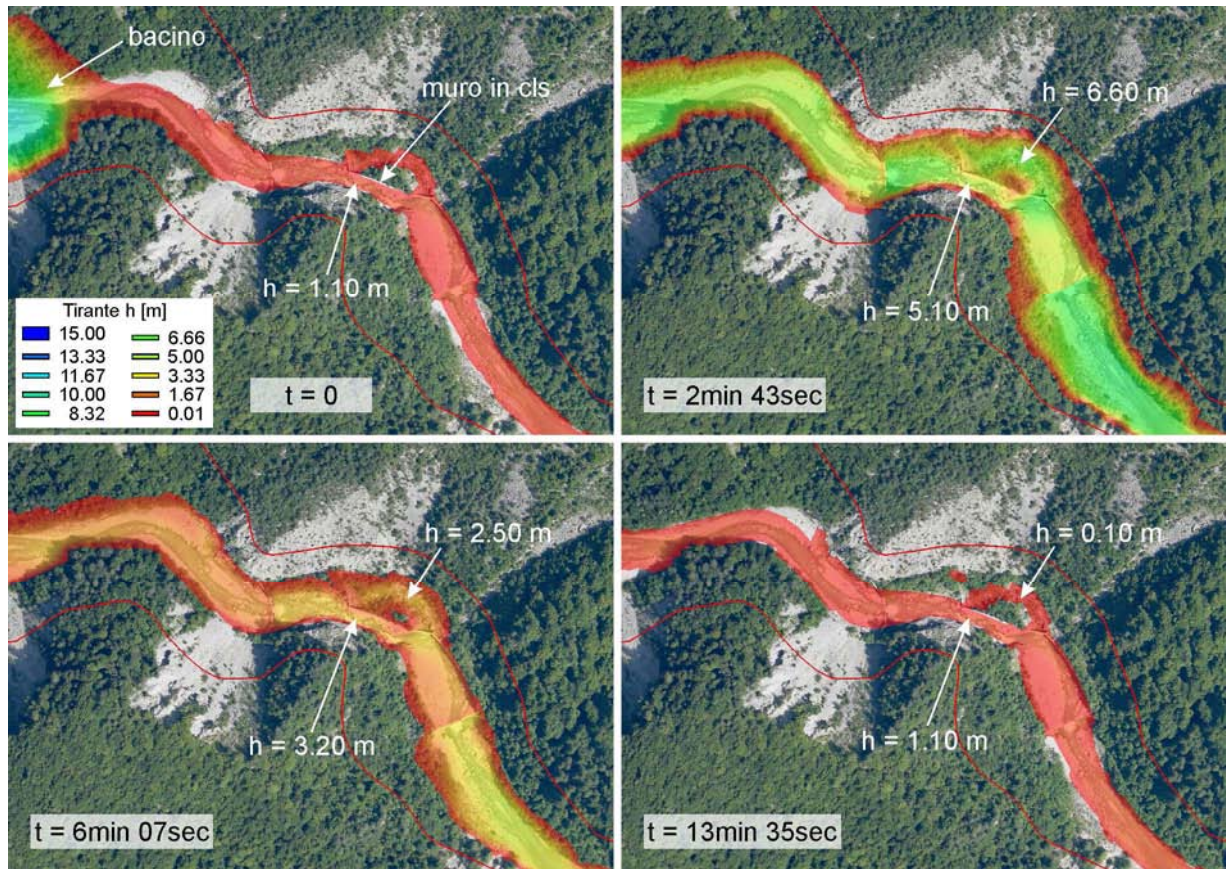


Fig. 9.27 Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo bagnato nel primo tratto analizzato dell'asta del F. Tagliamento a valle del Passo della Morte ($Q_p = 10 \text{ m}^3/\text{s}$).

L'onda si propaga verso valle lungo l'alveo incassato del fiume con caratteristiche di velocità e profondità della corrente simili al caso precedentemente analizzato e senza conseguenze significative. La corrente di piena raggiunge il ponte sulla SR552 in un tempo compreso tra 45min e 1h20min, dipendente dai coefficienti di scabrezza assunti nel modello. Come nel caso di propagazione su fondo asciutto, il flusso della corrente si concentra al di sotto della campata di SE, ma i tiranti sono complessivamente più alti (Fig. 9.28). Al di sotto di tale campata, il tirante cresce progressivamente al sopraggiungere della corrente fino ad un massimo di 1.70 m. Tale valore risulta comunque inferiore alla luce verticale disponibile (2.8–3.0 m). Al di sotto della campata opposta, il tirante della corrente cresce progressivamente fino ad un massimo di 1.20 m (Fig. 9.28). Tale altezza coincide sostanzialmente con la luce disponibile al di sotto dell'impalcato (1.0–1.3 m). La corrente potrebbe quindi trovare un ostacolo al deflusso, determinando un profilo di rigurgito a monte con innalzamento ulteriore del tirante. L'innalzamento causato dalla luce insufficiente al deflusso

sarebbe in questo caso comunque piccolo, sicuramente non in grado di determinare esondazioni verso la sponda sinistra. Transitato il picco di piena, i tiranti della corrente decrescono lentamente e la condizione di moto uniforme si ripristina dopo più di un'ora dal transito del colmo di piena.

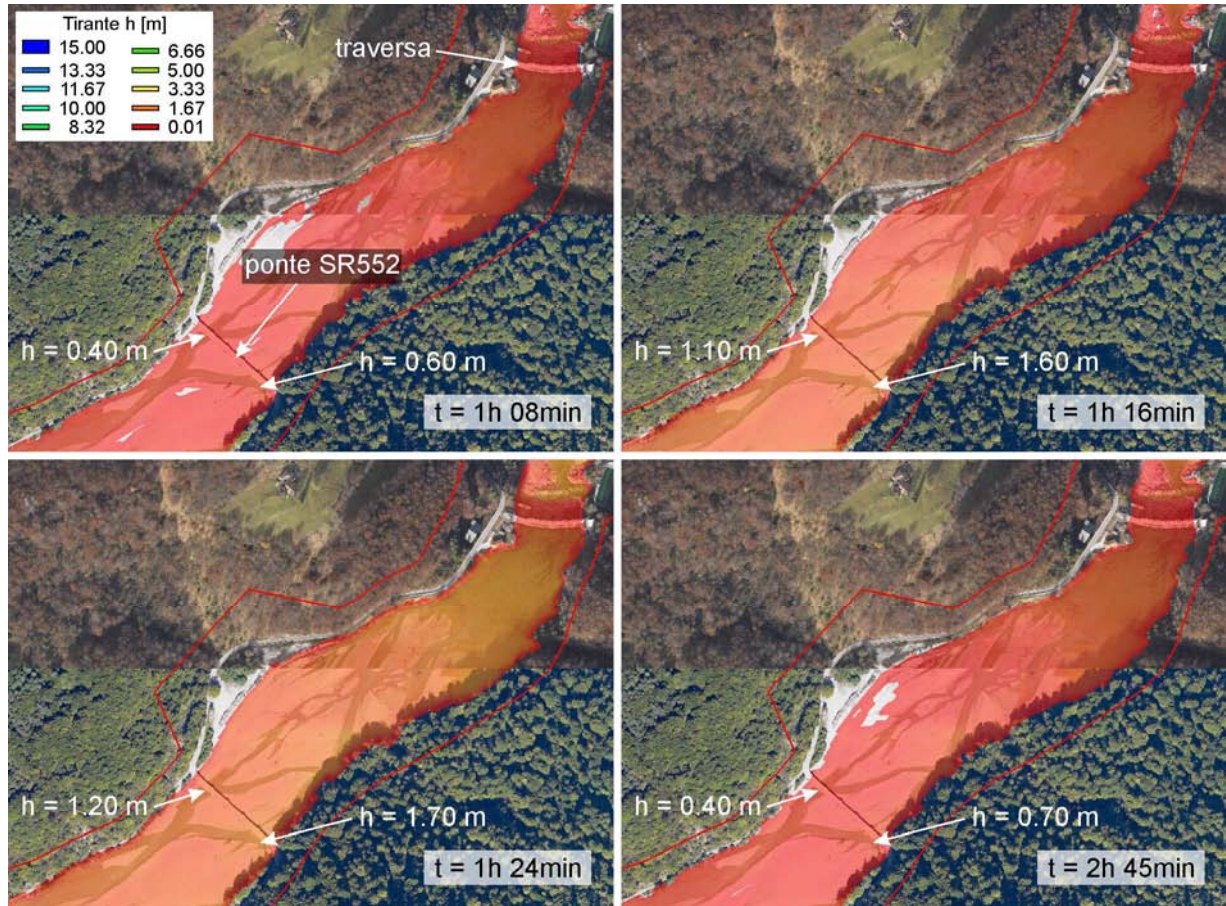


Fig. 9.28 Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo bagnato, in coincidenza del ponte sulla SR552 e della traversa di Caprizi ($Q_p = 10 \text{ m}^3/\text{s}$).

L'onda di piena raggiunge poco più a valle l'abitato di Caprizi. I tiranti della corrente si innalzano in corrispondenza dell'argine in scogliera a difesa della sponda sinistra fino ad un massimo di poco meno di 2.0 m (Fig. 9.29). Tuttavia la corrente di piena viene contenuta integralmente in alveo, senza fenomeni di sovrizzo dinamico. Più a valle, l'onda di piena si propaga lungo il Canale di Socchieve e raggiunge la località Casolari Seletto in un tempo variabile tra 1h10min e 2h circa. I tiranti della corrente crescono progressivamente fino ad un massimo di 2.10 m a monte del ponte stradale (Fig. 9.30). La profondità raggiunta dalla corrente al transito del colmo di piena determina una lieve esondazione oltre l'argine naturale in sponda destra, sia a monte che a valle del ponte, senza ad ogni modo rappresentare un rischio per gli edifici costruiti sul terrazzo alluvionale. La profondità della corrente diminuisce lentamente e le condizioni di moto permanente si ripristinano dopo circa un'ora e mezza dal transito del colmo di piena.

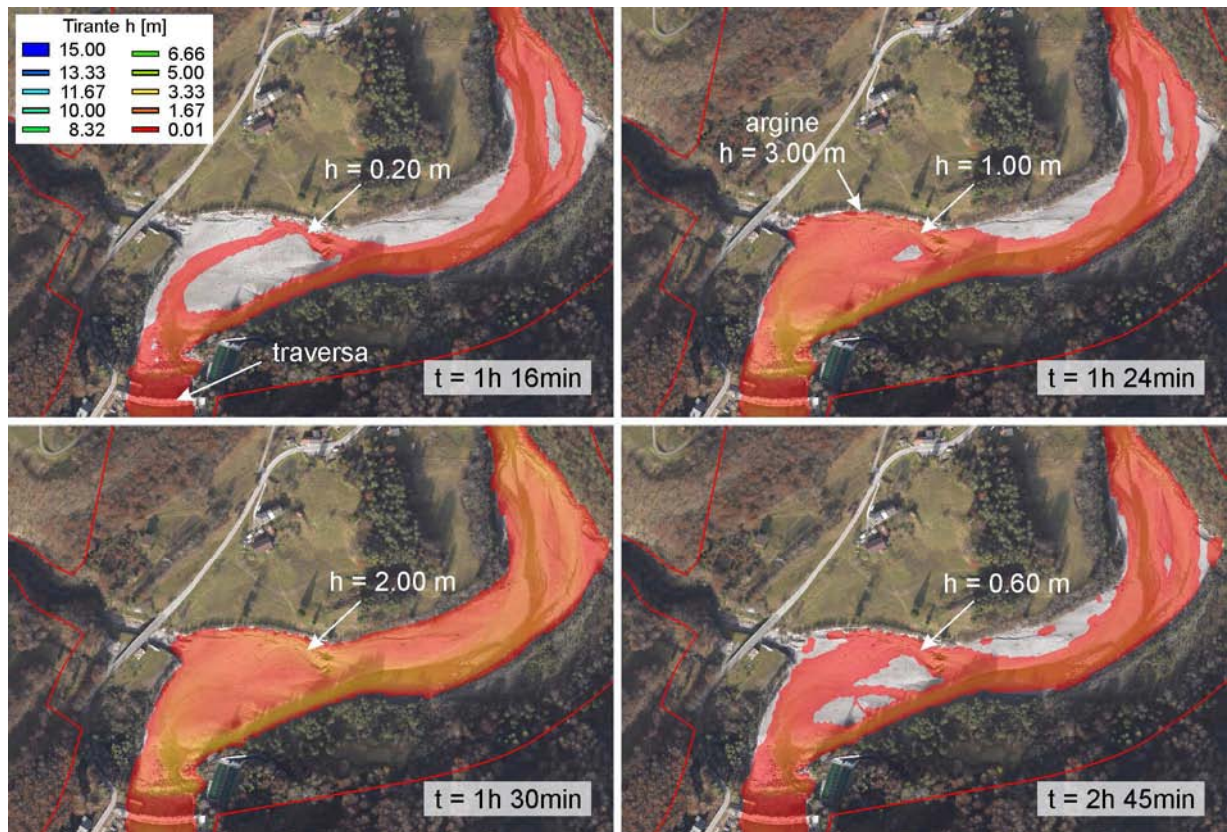


Fig. 9.29 Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo bagnato, in coincidenza di Caprizi ($Q_p = 10 \text{ m}^3/\text{s}$).

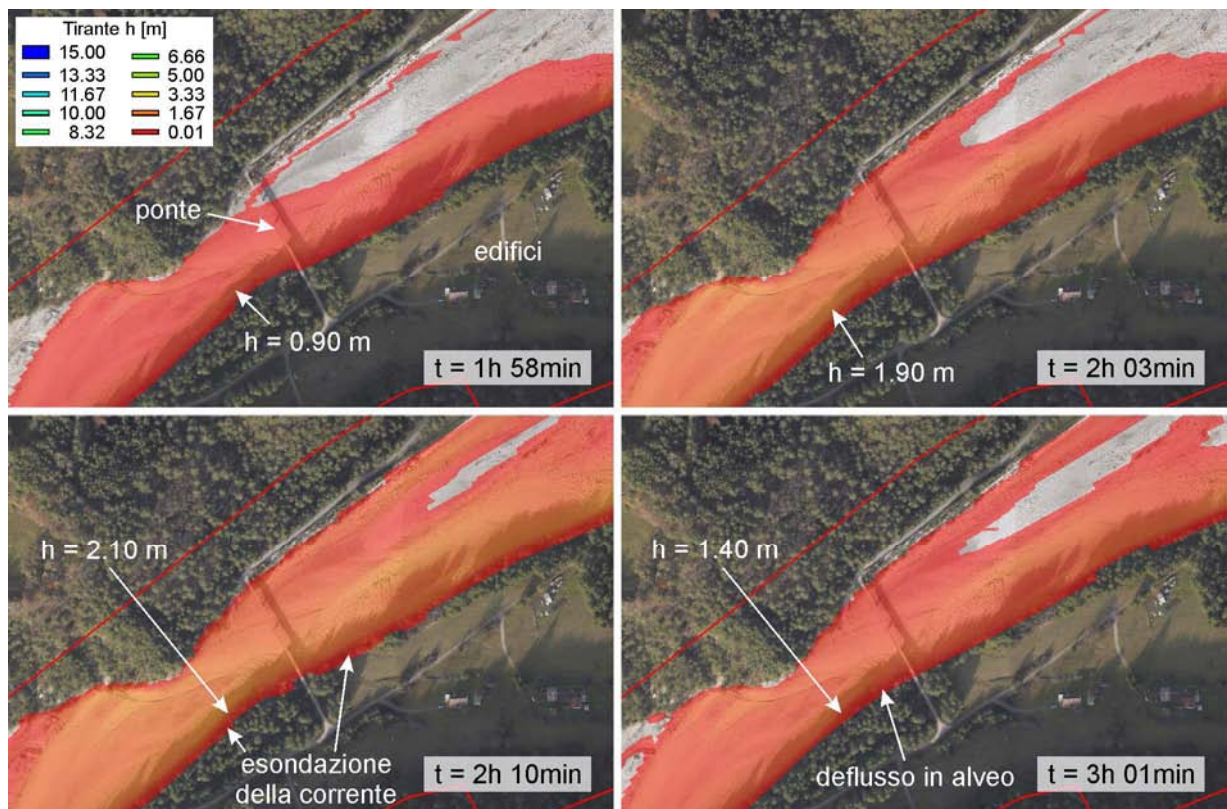


Fig. 9.30 Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo bagnato, in coincidenza della località Casolari Seletto ($Q_p = 10 \text{ m}^3/\text{s}$). Si noti la lieve esondazione della corrente in coincidenza del transito del colmo di piena.

Poco più a valle, oltre la confluenza con il T. Lumiei ed in corrispondenza dell'abitato di Socchieve, l'onda di piena raggiunge localmente tiranti di 1.70 m (Fig. 9.31). La serie di argini in sponda sinistra sono in grado di contenere la corrente, evitando esondazioni in direzione del paese e degli edifici più vicini al fiume. Si evidenziano delle inondazioni delle aree golenali poste sia in sinistra che in destra, con profondità della corrente inferiori a 0.50 m. La condizione di moto uniforme si ripristina dopo poco più di un'ora dal transito del colmo di piena. Nelle aree golenali inondate l'acqua defluisce più lentamente, soprattutto in sinistra, con tiranti che tendono ad annullarsi ore dopo il transito dell'onda di piena. Non si notano situazioni di criticità per il ponte della strada Provinciale per Preone (SP12). Infatti, la luce disponibile al di sotto delle campate dell'impalcato è sempre abbondantemente superiore ai tiranti massimi della corrente, inferiori a 1.30 m, non determinando ostruzioni al transito dell'onda. Nonostante la sezione dell'alveo in coincidenza del ponte sia più stretta rispetto a quella alla confluenza tra il F. Tagliamento ed il T. Lumiei, i tiranti della corrente sono più bassi in virtù di un effetto di laminazione naturale determinato dall'inondazione delle aree golenali immediatamente a monte.

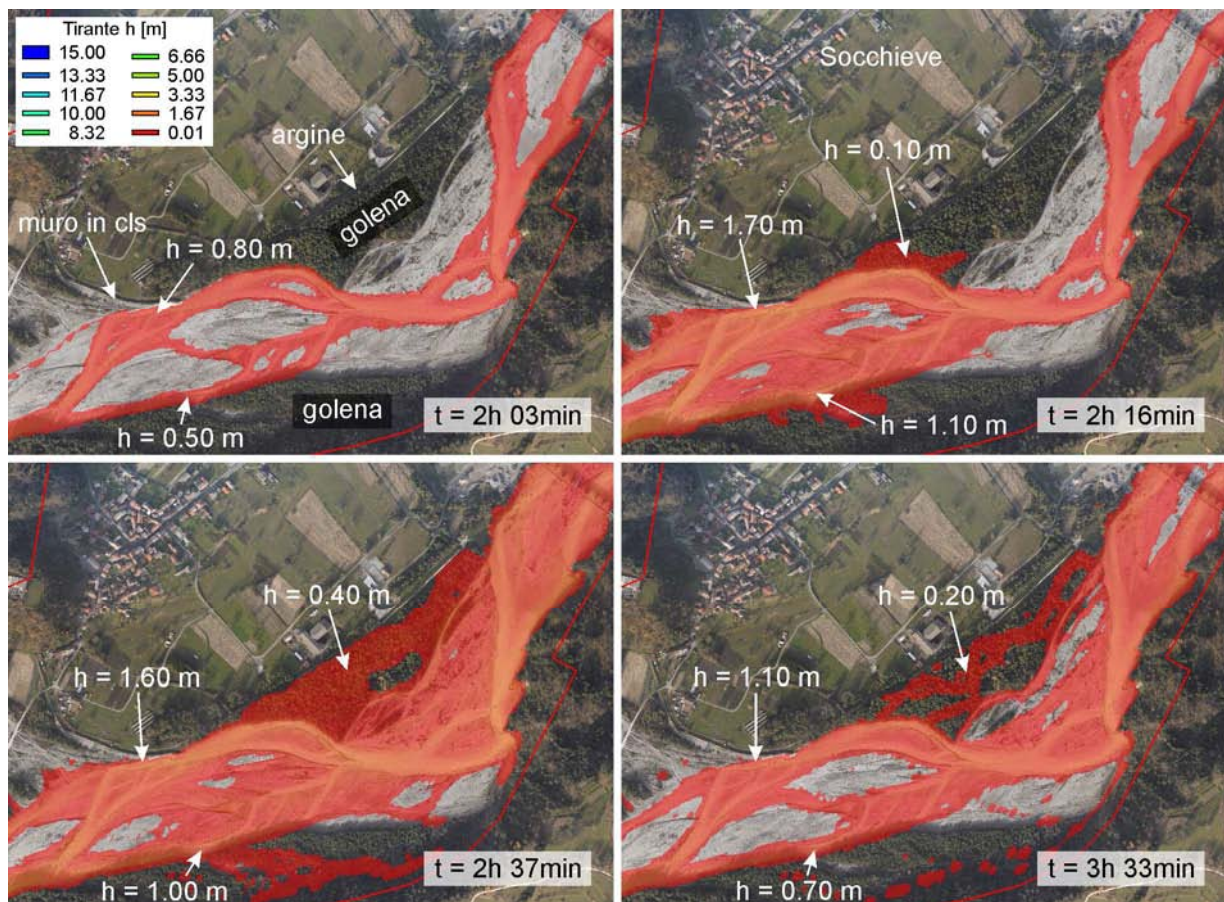


Fig. 9.31 Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo bagnato, in coincidenza dell'abitato di Socchieve ($Q_p = 10 \text{ m}^3/\text{s}$). Si nota l'inondazione delle due aree golenali sia in destra che sinistra.

9.2.4.2 Portata fluente $Q_p = 50 \text{ m}^3/\text{s}$

Per un valore della portata di progetto pari a $50 \text{ m}^3/\text{s}$, riferibile ad un evento di piena nel F. Tagliamento, il bacino a monte del potenziale sbarramento di frana si riempirebbe in circa 1h45min (Fig. 9.32).

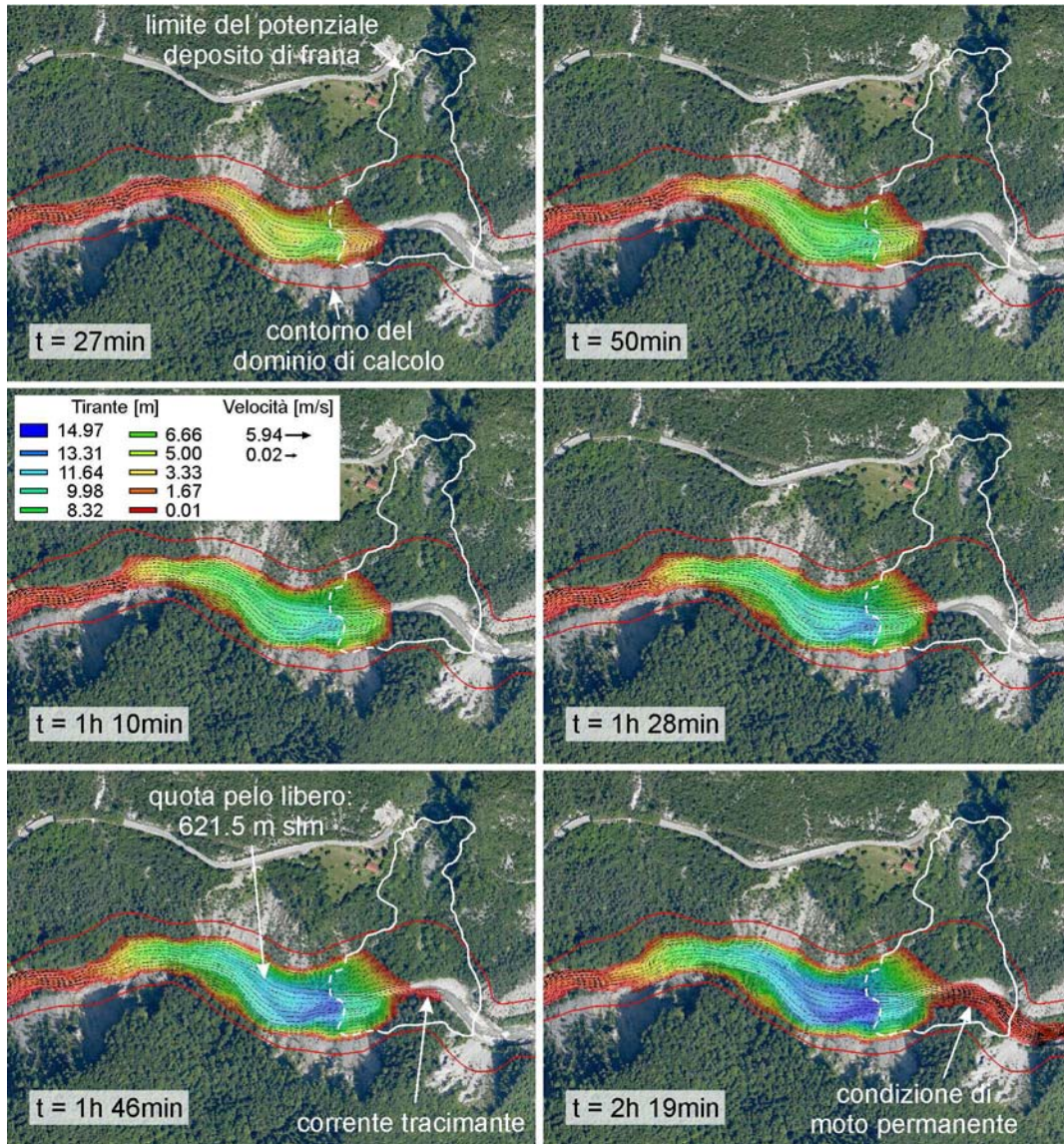


Fig. 9.32 Formazione progressiva del bacino a monte del potenziale sbarramento di frana in località Passo della Morte, per una corrente di portata $Q_p = 50 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le Figg. 9.33–9.36 mostrano i tiranti simulati della corrente in alcuni punti di interesse lungo l’asta del F. Tagliamento per le condizioni di: moto uniforme, arrivo dell’onda di piena, transito del colmo di piena e ripristino delle condizioni di moto uniforme. L’onda di piena si propaga verso valle con una portata di picco pari a circa $Q_{\text{picco}} = 1620 \text{ m}^3/\text{s}$, lievemente superiore al caso precedente. Gli effetti della propagazione dell’onda sulle opere di difesa spondale a valle del Passo della Morte sono i medesimi dello scenario analizzato in precedenza, con scavalco ed aggiramento del muro in calcestruzzo in sinistra. La corrente

si propaga lungo l'alveo incassato del F. Tagliamento in assenza di fenomeni significativi di esondazione e raggiunge il ponte sulla SR552 per gli stessi intervalli di tempo precedentemente definiti, i quali dipendono dai coefficienti di scabrezza adottati per i diversi materiali. È interessante notare come l'incremento della portata di progetto determini un innalzamento medio del tirante della corrente di moto uniforme di 20–30 cm (si confronti le Figg. 9.28 e 9.33). Al di sotto della campata di SE del ponte il tirante della corrente sale progressivamente fino ad un massimo di 1.90 m, mentre in corrispondenza della campata opposta il tirante arriva ad un massimo di 1.40 m (Fig. 9.33). La profondità della corrente in coincidenza della campata di NW è tale da non consentire il transito della stessa a luce libera e l'impalcato costituirebbe un ostacolo al deflusso. La condizione di moto uniforme si ripristinerebbe dopo quasi un'ora dal transito del colmo di piena.

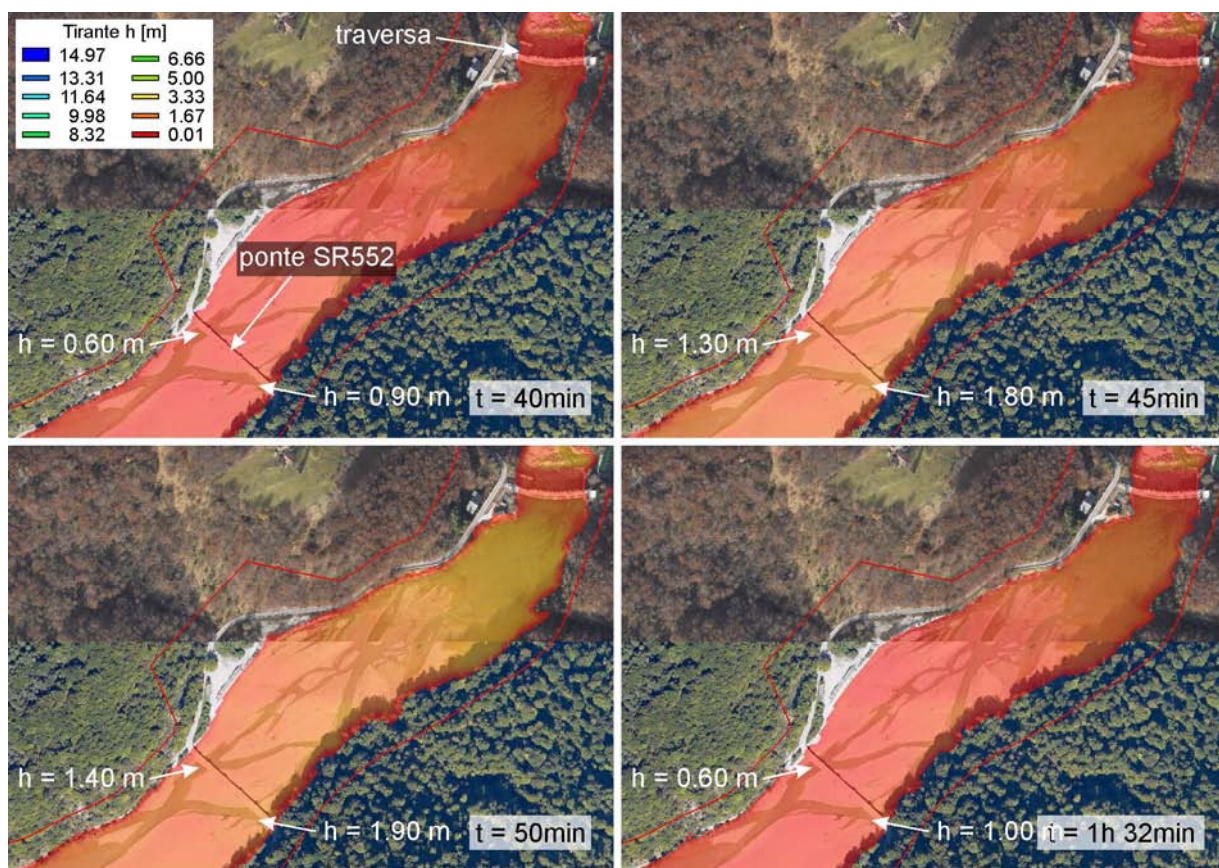


Fig. 9.33 Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo bagnato, in coincidenza del ponte sulla SR552 e della traversa di Caprizi ($Q_p = 50 \text{ m}^3/\text{s}$).

In corrispondenza dell'argine a difesa dell'abitato di Caprizi, la profondità della corrente di moto uniforme è di circa 0.80 m (Fig. 9.34). Il tirante è quindi circa quattro volte più alto rispetto al caso che assume una portata di progetto di $10 \text{ m}^3/\text{s}$. Tale innalzamento è dovuto all'apporto idrico del R. di Donna che si immette nel F. Tagliamento immediatamente a monte del punto analizzato. Al transito dell'onda di

piena, il tirante cresce rapidamente fino ad un massimo di 2.30 m (Fig. 9.34). Anche in questo caso, l'onda viene contenuta in alveo senza alcun fenomeno di esondazione.

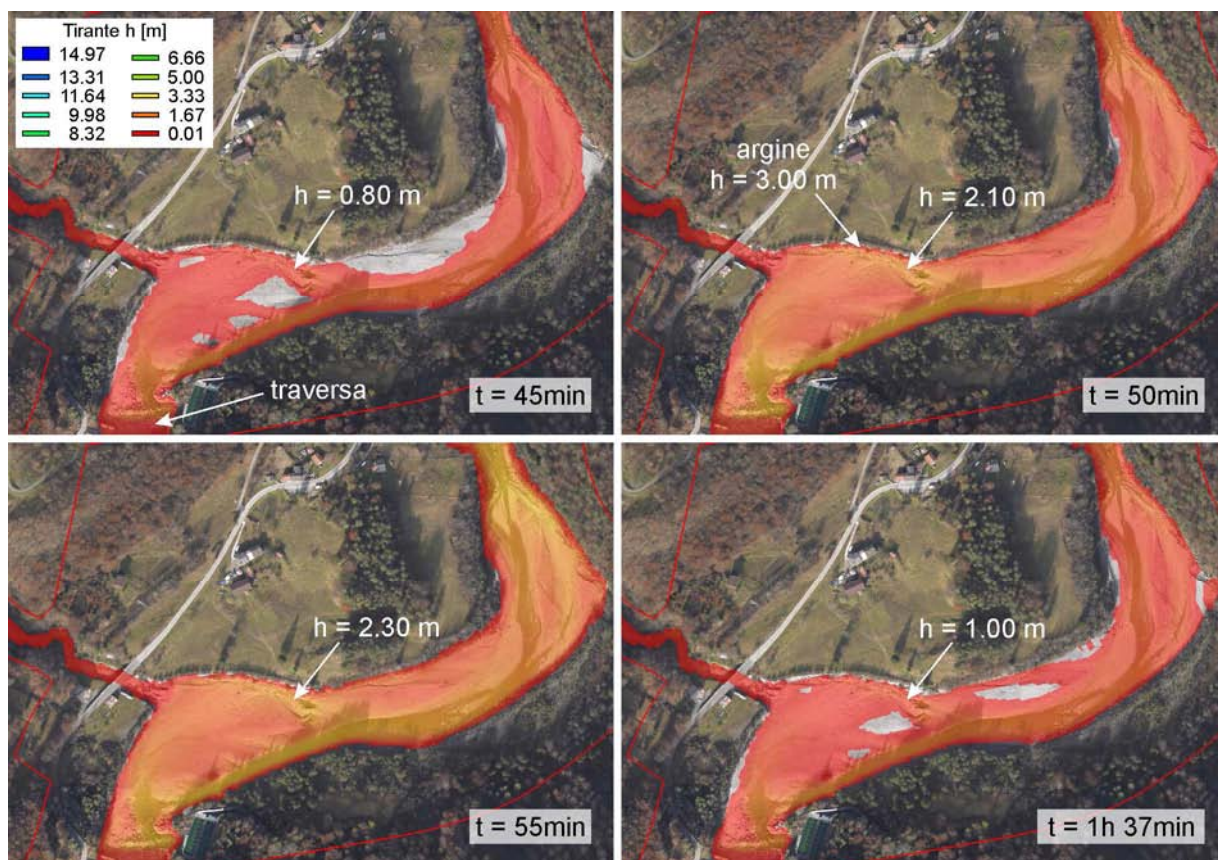


Fig. 9.34 Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo bagnato, in coincidenza di Caprizi ($Q_p = 50 \text{ m}^3/\text{s}$).

La corrente di piena si propaga lungo il Canale di Socchieve senza effetti significativi fino a raggiungere la località Casolari Seletto (Fig. 9.35). In questo punto, il tirante della corrente di moto uniforme è pari a 1.30 m a monte del ponte, ovvero 40 cm più alto rispetto alla propagazione che considera una portata di progetto di $10 \text{ m}^3/\text{s}$. All'arrivo dell'onda di piena e soprattutto in concomitanza con il transito del suo colmo, si assiste ad un fenomeno di esondazione in sponda destra, sia a monte che a valle del ponte. Il tirante della corrente raggiunge un massimo di 2.40 m a monte del ponte, mentre a valle di quest'ultimo è ben più basso, di circa 1.40 m. L'esondazione a monte del ponte è più vasta ed interessa un'area che si trova a quasi 100 m di distanza dagli edifici. A valle del ponte, per tiranti della corrente più bassi di circa un metro, l'esondazione interessa un'area limitata adiacente all'alveo, ad una distanza di non meno di 40 m dagli edifici (Fig. 9.35). La condizione di moto uniforme, con il ripristino della corrente in alveo, è raggiunta dopo poco meno di un'ora dal transito del colmo di piena.

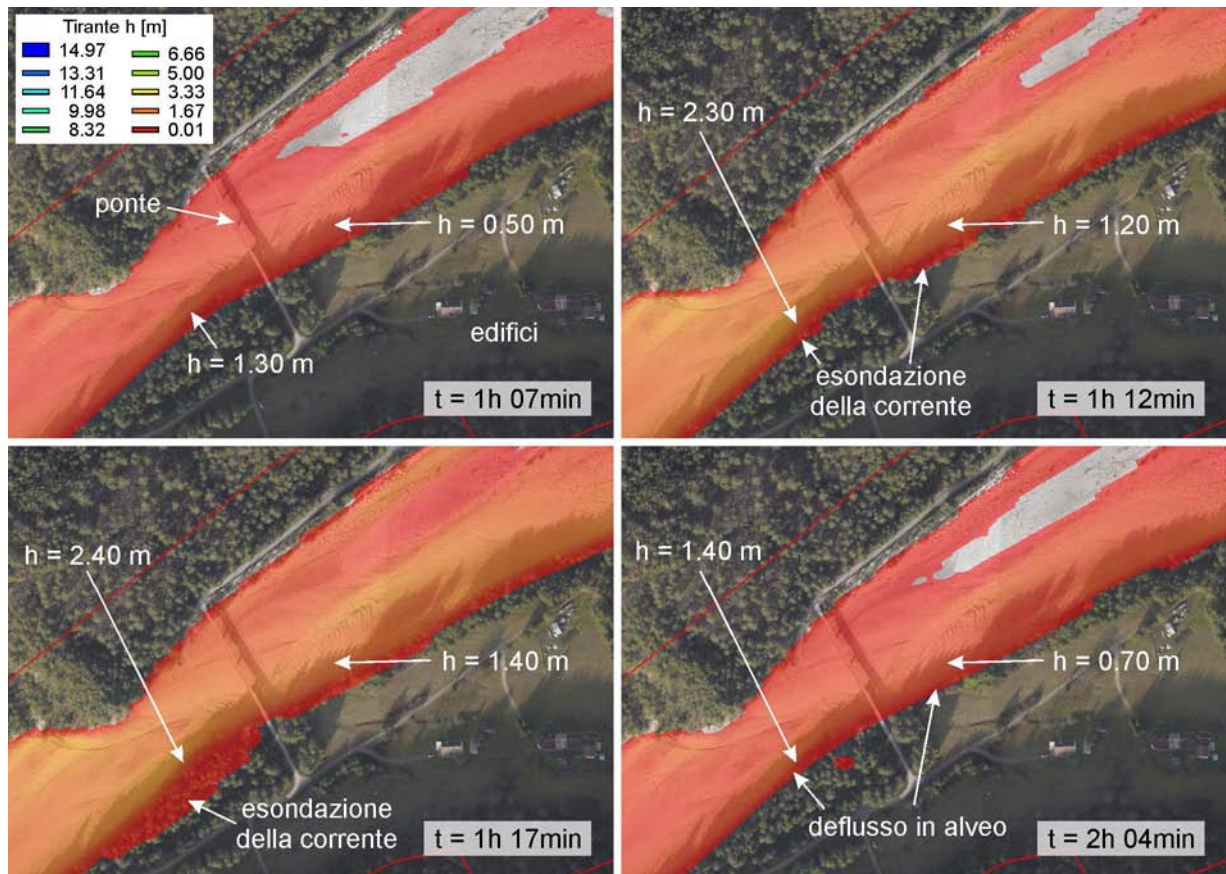


Fig. 9.35 Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo bagnato, in coincidenza della località Casolari Seletto ($Q_p = 50 \text{ m}^3/\text{s}$). Si noti l'esondazione della corrente in coincidenza del transito dell'onda di piena.

In corrispondenza dell'argine a difesa dell'abitato di Socchieve, l'apporto idrico del T. Lumiei determina un innalzamento medio di circa 30 cm del tirante della corrente di moto uniforme rispetto al caso che assume una portata di progetto di $10 \text{ m}^3/\text{s}$ (si confronti le Figg. 9.31 e 9.36). In sponda opposta (destra), un corso secondario del fiume è caratterizzato da tiranti della corrente di poco meno di 1 m. Si noti inoltre come già per una portata fluente di moto uniforme di $50 \text{ m}^3/\text{s}$, l'area golenale in sponda sinistra viene localmente interessata da fenomeni di inondazione, seppur caratterizzati da altezze d'acqua di non più di 10–15 cm (Fig. 9.36). Al transito dell'onda di piena, il tirante della corrente sale fino ad un massimo di 1.90 m in sponda sinistra e 1.50 m in sponda destra. Il transito dell'onda determina la completa inondazione delle aree golenali sia in destra che in sinistra. Tuttavia, in sinistra orografica non si assiste a fenomeni di esondazione degli argini posti a difesa dell'abitato. La condizione di moto uniforme si ripristina in alveo dopo circa un'ora dal transito dell'onda di piena, sebbene il deflusso nelle zone golenali sia decisamente più lento. Le aree golenali garantiscono infatti un certo effetto di laminazione della piena, determinando dei tiranti della corrente più bassi verso valle rispetto a quelli a monte del paese. In corrispondenza del transito del colmo di piena al di

sotto del ponte sulla strada provinciale per Preone, la corrente non raggiunge mai profondità superiori a 1.30 m (Fig. 9.36).

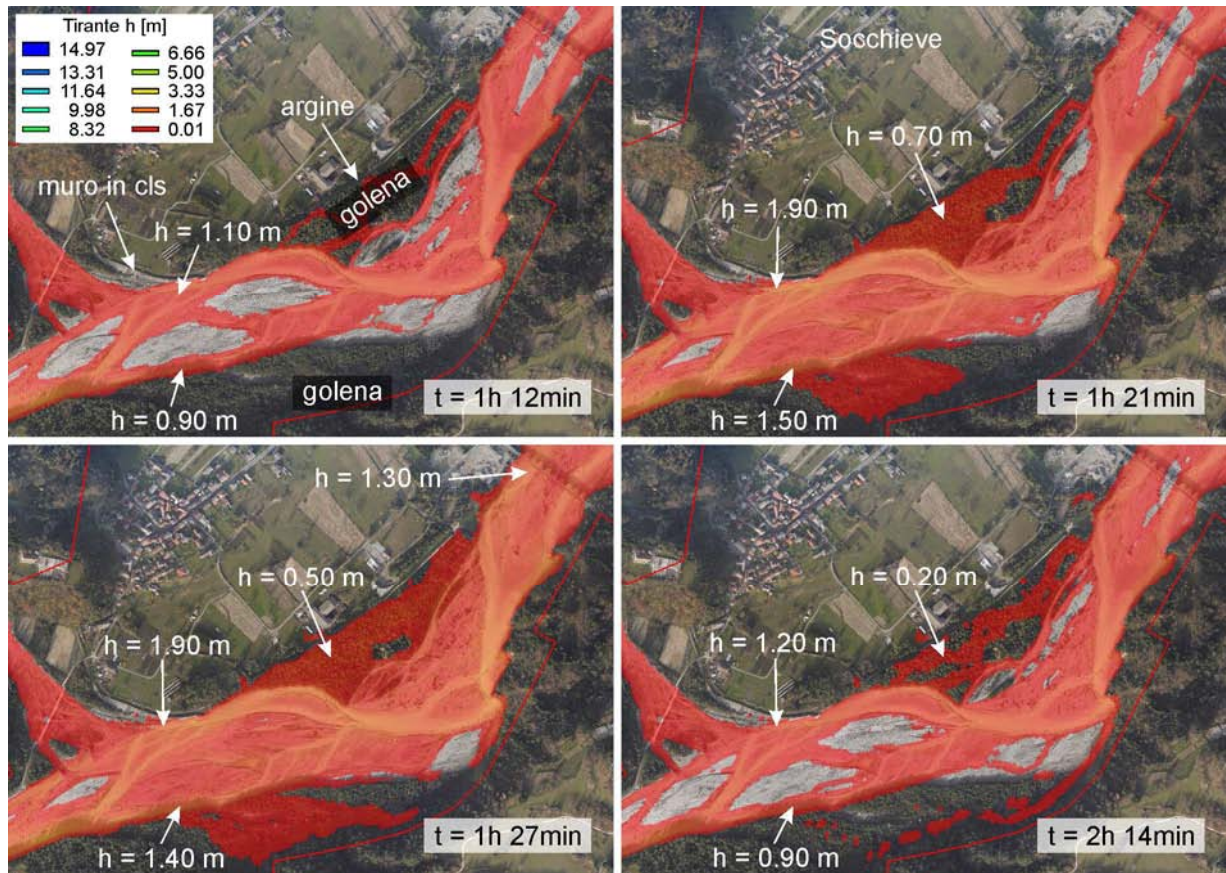


Fig. 9.36 Tiranti simulati dell'onda di piena che si propaga su fondo bagnato, in coincidenza dell'abitato di Socchieve ($Q_p = 50 \text{ m}^3/\text{s}$). Si nota l'inondazione delle due aree golenali sia in destra che sinistra.

Capitolo 10

Identificazione delle aree soggette a rischio idrogeologico

Le simulazioni idrodinamiche condotte hanno evidenziato che lo scenario più gravoso analizzato è quello associato alla propagazione di un'onda di piena innescata da una rottura parziale del potenziale sbarramento di frana (propagazione su fondo bagnato), concomitante ad un evento di piena lungo il F. Tagliamento (portata fluente $Q_p = 50 \text{ m}^3/\text{s}$). Per tale scenario si ottengono infatti i valori più alti del tirante della corrente. I risultati della modellazione idraulica del flusso di piena hanno permesso di individuare le aree soggette a rischio idraulico lungo il tratto d'asta del F. Tagliamento analizzato, in relazione agli elementi esposti.

In corrispondenza del restringimento di sezione dell'alveo del F. Tagliamento poco più a valle del Passo della Morte (Fig. 9.3), per tutti gli scenari di propagazione analizzati, la corrente di piena è in grado di sormontare il muro in calcestruzzo eretto a difesa della sponda sinistra, costituita da materiali detritici di frana (Fig. 9.18). Le conseguenze sono di duplice natura. In prima analisi, la spinta dinamica della corrente potrebbe danneggiare gravemente il muro in cls, potendone causare anche il collasso con conseguente perdita dell'opera. In seconda analisi, la corrente di piena che aggira il muro potrebbe facilmente causare l'erosione della sponda sinistra. L'erosione al piede del deposito detritico di frana potrebbe a sua volta innescare fenomeni di instabilità del versante, in sommità del quale si trova la galleria paramassi della ex strada statale SS52 "Carnica".

In corrispondenza del ponte sulla strada regionale SR552 in località Caprizi (Fig. 9.5), per lo scenario più gravoso di propagazione dell'onda di piena, la corrente non è in grado di defluire liberamente al di sotto della campata del ponte verso la sponda sinistra (Fig. 9.33). L'impalcato costituirebbe un ostacolo al deflusso della corrente, determinando degli effetti negativi quali la possibile ostruzione della luce ad opera di detriti lapidei e vegetali trasportati dalla corrente, l'insorgenza di sollecitazioni anomale sull'impalcato e sulle pile del ponte o addirittura sormonto dell'impalcato stesso a causa del sovrizzo dinamico della corrente. L'impatto della corrente sull'impalcato potrebbe causare inoltre l'accentuazione di certi fenomeni di danneggiamento

del ponte che sono già in atto, come rotture localizzate di parti di calcestruzzo e ossidazione dell'armatura (Fig. 10.1). L'analisi del quadro dei danni originati dal potenziale evento alluvionale deve considerare ulteriori possibili conseguenze rilevanti relative all'erosione della base delle pile e delle spalle del ponte e di danni localizzati dovuti ad impatti singoli o multipli di massi e tronchi trasportati dalla corrente.



Fig. 10.1 Fenomeni di danneggiamento localizzato del ponte sulla SR552 in località Caprizi. Si noti la rottura del copriferro ed il processo di ossidazione in atto dell'armatura in coincidenza dell'appoggio tra campata e pila. Si noti inoltre la ridotta luce disponibile al di sotto dell'impalcato (130 cm circa).

Nello scenario più gravoso di propagazione dell'onda di piena, in località Casolari Seletto (Fig. 9.11) si evidenzia un fenomeno di esondazione in sponda destra che interessa un'area adiacente all'alveo, in direzione degli edifici ivi presenti (Fig. 9.35). Sulla base delle modellazioni eseguite non vi è alcuna evidenza di una possibile interazione tra il deflusso della corrente di piena e gli edifici stessi. Tuttavia, a causa delle incertezze intrinseche del fenomeno analizzato e considerando l'assenza di un argine artificiale realizzato a difesa della sponda destra della valle non è possibile escludere un fattore di rischio associato alla presenza degli edifici civili. Oltre a ciò, è necessario considerare ulteriori possibili effetti negativi associati all'interazione tra la corrente di piena e il ponte sulla strada secondaria, similmente al caso del ponte di Caprizi.

Le simulazioni idrodinamiche non hanno segnalato invece alcun effetto negativo in corrispondenza di Caprizi e Socchieve. Gli argini eretti a difesa degli abitati (Figg. 9.7, 9.13) sono in grado di contenere la corrente di piena all'interno dell'alveo del F. Tagliamento, anche per lo scenario di propagazione più gravoso

analizzato (Figg. 9.34, 9.36). I tiranti della corrente risultano essere sempre inferiori rispetto alla quota arginale e non si evidenziano fenomeni di sovrizzo dinamico degli stessi. A Socchieve, l'inondazione delle aree golenali vegetate garantisce un effetto di laminazione della piena tale da determinare una riduzione dell'altezza dei tiranti della corrente più a valle.

Oltre agli effetti della propagazione dell'onda di piena sul tratto d'asta del fiume a valle della potenziale sezione di sbarramento, è necessario considerare anche gli effetti che si creerebbero a monte di quest'ultima per la formazione progressiva dell'invaso. Comunemente, la definizione del livello di rischio indotto dalla creazione di un lago di sbarramento è correlata al fenomeno di inondazione di un tratto di valle a monte, senza considerare tuttavia la possibile interazione tra la presenza di un vaso e le sponde ad esso adiacenti. Nel caso di studio, è necessario evidenziare che nel tratto in coincidenza del Passo della Morte la valle è particolarmente incisa, con versanti caratterizzati da inclinazioni medie di 40–50°. I versanti della valle adiacenti al potenziale lago di sbarramento sono costituiti da materiali detritici di frana associati alla frana preistorica del Clap di Lavres. I materiali sciolti grossolani sono caratterizzati da una elevata permeabilità e trovandosi a diretto contatto con il potenziale vaso favorirebbero un processo di filtrazione con relativa formazione di una falda all'interno delle sponde detritiche. L'innalzamento delle pressioni neutre all'interno dei versanti potrebbe indurre dei possibili fenomeni di instabilità degli stessi. In sponda sinistra, nel tratto di valle nel quale si formerebbe il potenziale lago di sbarramento e al di sopra di questo, si trovano sia l'ex strada statale 52 "Carnica", ancora aperta e transitabile fino alla galleria del Passo della Morte, e soprattutto l'edificio civile alla quota di 710 m s.l.m. (Fig. 9.17). Considerati gli elementi esposti, sussiste un rischio idrogeologico indotto dalla formazione di un possibile lago di sbarramento.

Infine, nella definizione delle aree soggette a rischio idrogeologico è necessario ricordare che un possibile fenomeno di crollo del versante instabile in località Passo della Morte coinvolgerebbe in modo diretto l'ex SS52 e le strutture ad essa correlate (galleria), e rappresenterebbe un fattore di rischio per lo stesso edificio civile situato in prossimità dello sperone calcareo a causa di un possibile investimento durante il fenomeno di propagazione dei blocchi di crollo.

Riassumendo, le aree soggette a rischio idrogeologico identificate nel presente studio sono le seguenti 5 (Fig. 10.2):

- Area A1: area coinvolta nel possibile crollo del versante instabile in località Passo della Morte. Elementi esposti: ex strada statale SS52 "Carnica", strutture ad essa correlate (galleria in roccia) ed edificio civile alla quota di 710 m s.l.m.;

- Area A2: area a monte della sezione di potenziale sbarramento di frana, in sponda sinistra, soggetta a possibili fenomeni di frana per formazione di una falda all'interno del versante indotta dalla presenza di un lago di sbarramento. Elementi esposti: edificio civile ed ex strada statale SS52;
- Area A3: area a valle del Passo della Morte, soggetta a danneggiamento dei manufatti realizzati a difesa della sponda sinistra e a possibili fenomeni di frana indotti dall'erosione al piede del versante. Elementi esposti: manufatti di difesa spondale ed ex strada statale SS52 con strutture ad essa correlate (galleria paramassi);
- Area A4: ponte sulla SR552 in località Caprizi, soggetto a possibile danneggiamento per il transito della potenziale onda di piena.
- Area A5: area in località Casolari Seletto, soggetta a possibile esondazione in sponda destra e a danneggiamento del ponte su viabilità secondaria. Elementi esposti: edifici civili e ponte stradale.

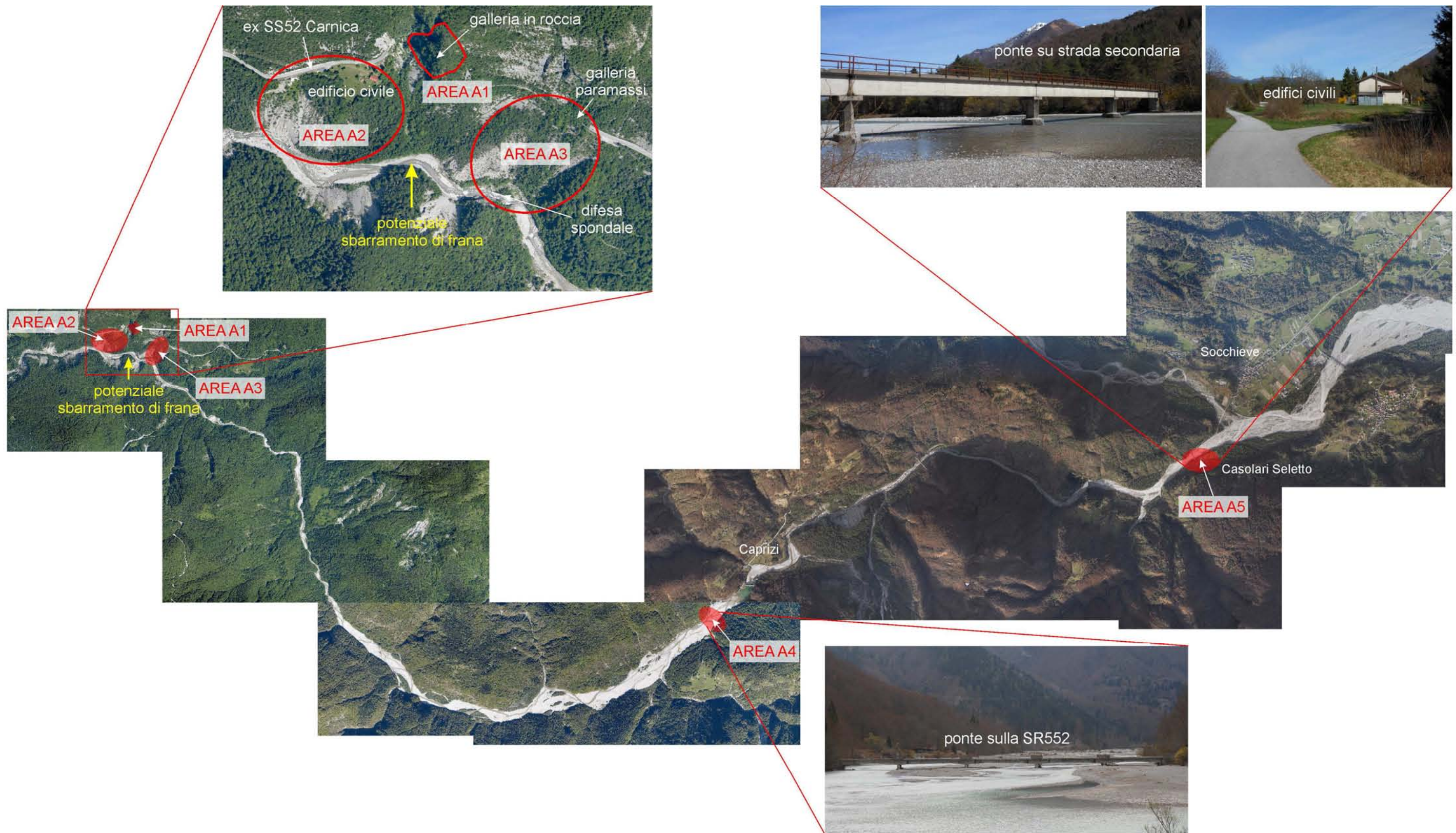


Fig. 10.2 Identificazione delle aree soggette a rischio idrogeologico indotto da un potenziale fenomeno di frana che coinvolge il versante roccioso in località Passo della Morte, in relazione agli elementi esposti lungo il tratto d'asta del F. Tagliamento analizzato.

Capitolo 11

Conclusioni

Il presente lavoro di dottorato ha esposto i risultati di un'analisi di rischio a cascata (o multi-rischio) indotto dal possibile collasso di un versante roccioso naturale situato in località Passo della Morte (valle del F. Tagliamento, Provincia di Udine, Regione Friuli Venezia Giulia). Questo studio vuole essere inteso come un contributo metodologico all'approccio integrato e multidisciplinare di analisi e valutazione del rischio idrogeologico, al fine di una corretta pianificazione territoriale e difesa del suolo. In relazione al caso di studio analizzato, l'obiettivo è stato quello di identificare le aree soggette a rischio idrogeologico sulla base degli elementi esposti lungo la valle del F. Tagliamento. La definizione del livello di rischio, sia in termini qualitativi che quantitativi, richiede tuttavia una valutazione della vulnerabilità degli elementi esposti nonché del valore degli stessi. L'analisi di vulnerabilità si esplica nello studio dei meccanismi di interazione tra i fenomeni naturali (frana di crollo ed evento di piena) e le strutture esposte (essenzialmente edifici e ponti). Il calcolo del rischio deve inoltre considerare la combinazione delle probabilità di accadimento dei singoli eventi a cascata. Considerando la propagazione in successione degli eventi (frana di crollo, formazione dello sbarramento di frana, rottura dello sbarramento e piena fluviale), il rischio si riduce gradualmente.

Lo studio geomeccanico sul versante del Passo della Morte ha spiegato come la rapida de-glaciazione di questa valle Alpina e il successivo approfondimento del fondo vallivo causato dall'erosione fluviale del F. Tagliamento ha determinato una notevole modifica morfologica dei versanti della valle. L'effetto di "scalzamento" e perdita di sostegno dei versanti causato da questi eventi controllati da fattori climatici, assieme alla presenza di lineamenti tettonici che caratterizzano l'area (come le faglie del Passo della Morte e del R. Scluses), hanno causato un campo di stress locale a scala del versante responsabile della fratturazione progressiva del versante. In aggiunta, i carichi ciclici relazionati all'occorrenza di terremoti in quest'area, gelo-disgelo e sovrappressioni idrauliche causate da precipitazioni intense/prolungate, possono aver favorito l'accumulo di danneggiamento dell'ammasso roccioso.

Lo studio condotto ha enfatizzato l'importanza delle indagini di campagna nell'identificazione di evidenze geomeccaniche di danneggiamento dell'ammasso roccioso che interessano versanti rocciosi instabili durante la delicata fase che precede il collasso. Il rilievo geomeccanico di campagna è spesso trascurato o sottovalutato rispetto a metodologie di rilievo innovative o più largamente diffuse (tecniche di rilievo in remoto, monitoraggio del versante, rilievi geofisici, carotaggi, etc.). Inoltre, gli indicatori meccanici di danneggiamento di versanti rocciosi prossimi al collasso sono raramente riportati in letteratura. Quando si affrontano analisi di stabilità a priori, il rilievo geomeccanico deve essere finalizzato al riconoscimento in sito della presenza di grandi discontinuità che rappresentano potenziali superfici di scivolamento interno, di prove cinematiche di spostamenti interni all'ammasso roccioso (strie, rigetti di faglia), di zone di intenso danneggiamento (fratture numerose, ravvicinate e beanti, rocce cataclamate o disintegrate, pieghe fragili), come anche all'acquisizione di numerosi e dettagliati dati sui giunti e sugli ammassi rocciosi.

Le evidenze geomeccaniche acquisite in sito sono di importanza cruciale per pianificare correttamente il sistema di monitoraggio del versante e per condurre adeguate indagini di laboratorio. Talvolta, gli strumenti di monitoraggio vengono installati senza una adeguata conoscenza del comportamento meccanico del versante che può essere ottenuta preliminarmente dalle indagini di campagna. Gli indicatori meccanici di danneggiamento dell'ammasso roccioso riconosciuti in sito rappresentano dati utili per scegliere la posizione più appropriata per il campionamento del materiale roccioso per i test di laboratorio e per la misurazione in sito delle variazioni nello spazio e nel tempo di pressioni neutre, sollecitazioni, spostamenti e deformazioni interne. In questo modo, la combinazione delle osservazioni in sito e dei dati di monitoraggio può fornire valide informazioni per comprendere i meccanismi che guidano il processo di instabilità.

Per studiare le problematiche di stabilità che coinvolgono versanti in roccia naturali è necessario considerare l'interazione tra discontinuità pre-esistenti, blocchi secondari che compongono l'intero versante instabile, resistenza dell'ammasso roccioso e fratture di neo-formazione. Il ruolo della fratturazione nell'evoluzione della rottura progressiva del versante è spesso non completamente apprezzato, data la difficoltà nell'identificazione e mappatura delle fratture di neo-formazione. Per questo motivo, i giunti di origine gravitativa spesso non vengono rilevati. L'assetto della fratturazione del versante instabile dovrebbe essere sempre confrontato con la distribuzione dei giunti di roccia degli ammassi rocciosi circostanti considerati stabili. Tale comparazione permette di identificare dei possibili set di giunti addizionali che sono prova di una elevata suddivisione interna dell'ammasso roccioso instabile, includendo anche giunti di origine gravitativa.

Durante il rilievo geomeccanico di un versante roccioso suscettibile a collasso, il rilevatore deve portare particolare attenzione a zone sovra-stressate del versante dove si concentra il danneggiamento dell'ammasso roccioso, come alle estremità di grandi discontinuità pre-esistenti, al piede del versante e, laddove presenti, ai margini laterali. In queste zone localizzate, si può innescare la fratturazione gravitativa che si propaga fino a formare per coalescenza delle distinte superfici di rottura interne. I giunti di neo-formazione possono essere differenziati sul campo da quelli di origine tettonica sulla base di alcuni aspetti geometrici, in particolare la persistenza e la rugosità. Le fratture gravitative causate da sforzi locali di taglio e trazione hanno tipicamente una minore persistenza e, a causa del processo di coalescenza, terminano contro discontinuità persistenti e penetrative. I giunti gravitativi hanno profili irregolari, anche con bruschi cambi di direzione causati dalle irregolarità della matrice rocciosa della roccia intatta. È interessante notare come in letteratura non ci siano studi o ricerche che descrivano e/o discutano della identificazione in affioramenti rocciosi di fratture gravitative o di neo-formazione, e la differenziazione sopracitata non è mai stata possibile prima. La presenza di giunti di neo-formazione in zone critiche del versante instabile costituisce la prova principale di un processo di danneggiamento dell'ammasso roccioso connesso allo sviluppo progressivo di una superficie di rottura che potrebbe portare al collasso del versante.

L'analisi del processo deformativo e della rottura progressiva che precede il collasso del versante è un aspetto geomeccanico che è difficile da catturare in frane già avvenute e per questo è raramente considerato nelle analisi di stabilità di versanti rocciosi. Questi decisivi processi meccanici che coinvolgono internamente l'ammasso roccioso rimangono, nella maggior parte dei casi, invisibili agli occhi dei tecnici. La modellazione sforzo-deformazione è uno strumento molto efficace per comprendere il ruolo decisivo che ricopre il danneggiamento interno dell'ammasso roccioso che si verifica durante la lunga fase preparatoria al collasso. Soprattutto nell'affrontare studi a priori, l'analisi dettagliata delle evidenze geomeccaniche riconoscibili in sito assieme allo studio degli indicatori meccanici ottenibili dalla modellazione numerica può permettere una comprensione esaustiva dei processi meccanici che coinvolgono un versante instabile prima del collasso. L'integrazione di questi dati può accrescere significativamente la conoscenza delle problematiche di stabilità dei versanti e, specificatamente, del potenziale meccanismo di rottura che caratterizza i versanti instabili che si avvicinano al collasso.

Le analisi di stabilità condotte dimostrano che lo studio di un versante mediante il Metodo dell'Equilibrio Limite è inadeguato se il versante giunge a rottura come risultato di una complessa deformazione interna. Ciò dipende dal fatto che, a causa dell'assunzione di base di blocco rigido, l'approccio

LEM non è in grado di considerare l'evoluzione della superficie di rottura. Di conseguenza, l'approccio LEM dovrebbe essere utilizzato solo per lo studio di potenziali rotture di versante di piccole dimensioni caratterizzate da semplici cinematismi planari o a cuneo. In questi casi, le assunzioni di corpo rigido e indeformabile sono accettabili semplificazioni del problema di stabilità indagato.

Le analisi sismiche del versante del Passo della Morte hanno dimostrato che una sollecitazione sismica agente su un versante roccioso può generare aree localizzate all'interno dell'ammasso roccioso ad elevato stato tensionale dove si innesca la rottura della roccia intatta. Durante lo shock sismico, le fratture di neoformazione si propagano e per coalescenza portano alla enucleazione di una superficie di rottura continua e, in ultimo, al collasso del versante. Il confronto tra le analisi sismiche basate sull'approccio della statica equivalente e le analisi dinamiche non-lineari ha evidenziato marcate differenze in termini di spostamenti cumulati prima del collasso e valori di PGA che causano la rottura globale del versante. Nell'approccio di calcolo alla statica equivalente, a causa dell'applicazione di forze inerziali costanti e permanenti al baricentro della massa, gli effetti di una potenziale sollecitazione sismica risultano più gravosi rispetto a quelli derivanti da un'analisi dinamica non-lineare, la quale considera gli effetti ciclici del carico sismico e i modi di vibrare del sistema meccanico.

Laddove le strutture di natura geologica controllano il comportamento meccanico del versante, le analisi di stabilità dovrebbero essere condotte mediante un approccio tri-dimensionale. La modellazione numerica 3D consente di esplorare le influenze tri-dimensionali sulla stabilità del versante originate da una geometria complessa del versante, enfatizzando possibili rotazioni e direzioni di scivolamento differenziali tra i diversi blocchi coinvolti nel fenomeno di instabilità. A causa dell'assunzione di condizione di deformazione nel piano, l'approccio bi-dimensionale può essere inadeguato ad analizzare versanti rocciosi non-omogenei con struttura, litologia o topografia variabili.

Il presente lavoro enfatizza l'importanza di ricostruire un modello geomeccanico del versante instabile ben vincolato prima di condurre qualsiasi analisi di stabilità. Una realistica valutazione del meccanismo di rottura del versante e del relativo processo di danneggiamento dell'ammasso roccioso dovrebbe portare ad una valutazione preliminare della condizione di stabilità del versante instabile che deve essere compiuta sulla base delle evidenze geomeccaniche di sito. L'investigazione dettagliata delle condizioni di sito e la valutazione dei processi meccanici che guidano il fenomeno di instabilità devono aiutare nella scelta dell'approccio e dello strumento di calcolo più efficaci per analizzare lo specifico problema di stabilità (cioè, analisi all'Equilibrio Limite, o modellazione numerica al continuo o discontinuo). Tuttavia, come postulato da

Hungr et al. (2005): "[...] *it must always be emphasized that numerical modelling is only a tool and not a substitute for critical thinking and engineering judgment.*" (... bisogna sempre rimarcare che la modellazione numerica è solo uno strumento e non un sostituto del pensiero critico e del giudizio ingegneristico).

Ulteriori sviluppi del presente progetto di ricerca sono auspicati. Il lavoro futuro vorrebbe includere:

1. Lo studio del comportamento meccanico del versante mediante l'utilizzo di modelli costitutivi che siano in grado di simulare il comportamento, dipendente dal tempo, di materiali che esibiscono *creep* (modelli di *creep* o visco-plastici);
2. L'investigazione del fenomeno di rottura progressiva dell'ammasso roccioso mediante l'utilizzo di un codice di calcolo ibrido al continuo/discontinuo che sia in grado di simulare la fratturazione della roccia intatta in modo esplicito (e.g. Slope Model, Elfen, Y2D);
3. La valutazione della risposta sismica locale del versante mediante un'analisi dinamica non-lineare tri-dimensionale che considera le anisotropie dei materiali coinvolti e le disomogeneità geometriche nell'analisi degli effetti della sollecitazione sismica;
4. La modellazione idraulica di un'onda di piena che consideri il trasporto solido e i fenomeni erosivi che possono avvenire in coincidenza degli argini e delle strutture localizzate in alveo (pile di ponte, sbarramenti).

Bibliografia

- Abele, G., 1974. Bergstürze in den Alpen: ihre Verbreitung, Morphologie und Folgeerscheinungen. Wissenschaftliche Alpenvereinshefte 25, München, 230 pp.
- Abele, G., 1994. Large rockslides: their causes and movement on internal sliding planes. *Mountain Research and Development* 14, 315-320.
- Agliardi, F., Crosta, G., Zanchi, 2001. Structural constraints on deep-seated slope deformation kinematics. *Eng. Geol.* 59, 83–102.
- Agliardi, F., Crosta, G.B., Meloni, F., Valle, C., Rivolta, C., 2013. Structurally-controlled instability, damage and slope failure in a porphyry rock mass. *Tectonophysics* 605, 34-47.
- Alejano, L.R., Ferrero, A.M., Ramírez-Oyanguren, P., Álvarez Fernández, M.I., 2011. Comparison of limit-equilibrium, numerical and physical models of wall slope stability. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 48, 16-26.
- Al-Shayea, N.A., Khan, K., Abduljawad, S.N., 2000. Effects of confining pressure and temperature on mixed-mode (I-II) fracture toughness of a limestone rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 37, 629-643.
- Aquaveo, 2018. Surface-water Modelling System SMS 12.0.
- Aydin, A., Basu, A., 2005. The Schmidt hammer in rock material characterization. *Engineering Geology* 81, 1-14.
- Bandis, S., Lumsden, A., Barton, N., 1983. Fundamentals of rock joint deformation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts* 20, 249-268.
- Barla, G., Antolini, F., Barla, M., Mensi, E., Piovano, G., 2010. Monitoring of the Beauregard landslide (Aosta Valley, Italy) using advanced and conventional techniques. *Engineering Geology* 116, 218–235.

- Barton, N., Choubey, V., 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics* 10, 1-54.
- Barton, N., Bandis, S., 1990. Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. In: Barton, N., Stephansson, O. (eds.) *Proceeding of the International Symposium on Rock Joints*. Balkema, Rotterdam, pp. 603-610.
- Basu, A., Aydin, A., 2004. A method for normalization of Schmidt hammer rebound values. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 41, 1211-1214.
- Bishop, A.W., 1955. The use of slip circle in the stability analysis of earth slopes. *Géotechnique* 5(1), 7-17.
- Bolla, A., Paronuzzi, P., 2017. Stress-strain modeling to investigate the internal damage of rock slopes with a bi-planar failure. In: Mikoš, M., Vilímek, V., Yin, Y., Sassa, K. (eds.) *Advancing Culture of Living with Landslides – Landslides in Different Environments*. Proceedings of the 4th World Landslide Forum, 29 May-2 June 2017, Ljubljana, Slovenia. Springer International Publishing, pp. 397-405.
- Bolla, A., Paronuzzi, P., 2019. Geomechanical field survey to identify an unstable rock slope: the Passo della Morte case history (NE Italy). *Rock Mechanics and Rock Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s00603-019-01963-w>.
- Bonilla-Sierra, V., Scholtès, L., Donzé, F.-V., Elmouttie, M., 2015. DEM analysis of rock bridges and the contribution to rock slope stability in the case of translational sliding failures. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 80, 67-78.
- Bonzanigo, L., Eberhardt, E., Loew, S., 2007. Long-term investigation of a deep-seated creeping landslide in crystalline rock. Part I. Geological and hydromechanical factors controlling the Campo Vallemaggia landslide. *Canadian Geotechnical Journal* 44, 1157–1180.
- Boon, C.W., Houlsby, G.T., Utili, S., 2014. New insights into the 1963 Vajont slide using 2D and 3D distinct-element method analysis. *Géotechnique* 64, 800-816.
- Bosa, S., Petti, M., 2013. A numerical model of the wave that overtopped the Vajont dam in 1963. *Water Resources Management* 27, 1763-1779.
- Bosa, S., Petti, M., Pascolo, S., 2018. Numerical modelling of cohesive bank migration. *Water* 10, 961.
- Braathén, A., Blikra, L.H., Berg, S.S., Karlsen, F., 2004. Rock-slope failures in Norway; type, geometry, deformation mechanisms and stability. *Norwegian Journal of Geology* 84, 67-88.
- Brideau, M.-A., Roberts, N.J., 2014. Mass movement in bedrock. In: Davies, T. (ed.) *Landslide Hazards, Risks and Disasters*. Elsevier, pp. 43-90.

- Brideau, M.-A., Stead, D., Couture, R., 2006. Structural and engineering geology of the East Gate Landslide, Purcell Mountains, British Columbia, Canada. *Engineering Geology* 84, 183-206.
- Brideau, M.-A., Yan, M., Stead, D., 2009. The role of tectonic damage and brittle rock fracture in the development of large rock slope failures. *Geomorphology* 103, 30–49.
- Brideau, M.-A., Pedrazzini, A., Stead, D., Froese, C., Jaboyedoff, M., van Zeyl, D., 2011. Three-dimensional slope stability analysis of South Peak, Crowsnest Pass, Alberta, Canada. *Landslides* 8, 139-158.
- Broili, L., 1967. New knowledges on the geomorphology of the Vaiont slide slip surfaces. *Rock Mechanics and Engineering Geology* 5, 38–88.
- Brown, E.T., Hoek, E., 1978. Trends in relationships between measured rock in situ stresses and depth. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts* 15, 211-215.
- Brückl, E., Parotidis, M., 2005. Prediction of slopes instabilities due to deep-seated gravitational creep. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 5 (2), 155–172.
- Buyuksagis, I.S., Goktan, R.M., 2007. The effect of Schmidt hammer type on uniaxial compressive strength prediction of rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 44, 299-307.
- Calvetti, F., Crosta, G.B., Tatarella, M., 2000. Numerical simulation of dry granular flows: from the reproduction of small-scale experiments to the prediction of rock avalanches. *Rivista Italiana di Geotecnica* 2, 21-38.
- Carulli, G.B., 2006. Carta geologica del Friuli Venezia Giulia - Scala 1:150,000 con Note Illustrative. Tabacco, Udine, Italy, 44 pp.
- Chang, K.-J., Taboada, A., Chan, Y.-C., 2005. Geological and morphological study of the Jiufengershan landslide triggered by the Chi-Chi Taiwan earthquake. *Geomorphology* 71, 293-309.
- Chen, Z., 2004. A generalized solution for tetrahedral rock wedge stability analysis. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 41, 613-628.
- Chen, X.P., Zhu, H.H., Huang, J.W., Liu, D., 2016. Stability analysis of an ancient landslide considering shear strength reduction behaviour of slip zone soil. *Landslides* 13, 173-181.
- Chigira, M., 1992. Long-term gravitational deformation of rocks by mass rock creep. *Engineering Geology* 32, 157-184.
- Chigira, M., 2009. September 2005 rain-induced catastrophic rockslides on slopes affected by deep-seated gravitational deformations, Kyushu, southern Japan. *Engineering Geology* 108, 1-15.

- Chigira, M., Kiho, K., 1994. Deep-seated rockslide-avalanches preceded by mass rock creep of sedimentary rocks in the Akaishi Mountains, central Japan. *Eng. Geol.* 38, 221–230.
- Chigira, M., Wang, W.N., Furuya, T., Tamai, K., 2003. Geological causes and geomorphological precursors of the Tsaoling landslide triggered by the 1999 Chi-Chi earthquake, Taiwan. *Eng. Geol.* 68, 259–273.
- Chow, V.T., 1959. *Open-channel hydraulics*. McGraw-Hill, New York, 700 pp.
- Clague, J.J., Evans, S.G., 1994. Formation and failure of natural dams in the Canadian Cordillera. *Geological Survey of Canada Bulletin* 464, 36pp.
- Cloutier, C., Locat, J., Couture, R., Jaboyedoff, M., 2016. The anatomy of an active slide: the Gascons rockslide, Québec, Canada. *Landslides* 13, 241-258.
- Codeglia, D., Dixon, N., Fowmes, G.J., Marcato, G., 2017. Analysis of acoustic emission patterns for monitoring of rock slope deformation mechanisms. *Engineering Geology* 219, 21-31.
- Corkum, A.G., Martin, C.D., 2004. Analysis of a rock slide stabilized with a toe-berm: a case study in British Columbia, Canada. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 41, 1109-1121.
- Cossart, E., Braucher, R., Fort, M., Bourlès, D.L., Carcaillet, J., 2008. Slope instability in relation to glacial debuitressing in alpine areas (Upper Durance catchment, southeastern France): Evidence from field data and ¹⁰Be cosmic ray exposure ages. *Geomorphology* 95, 3-26.
- Costa, J.E., Schuster, R.L., 1988. The formation and failure of natural dams. *Geological Society of America Bulletin* 100 (7), 1054-1068.
- Crosta, G.B., Frattini, P., Fusi, N., 2007. Fragmentation in the Val Pola rock avalanche, Italian Alps. *Journal of Geophysical Research* 112, F01006.
- Crosta, G.B., Frattini, P., Agliardi, F., 2013. Deep seated gravitational slope deformations in the European Alps. *Tectonophysics* 605, 13–33.
- Cruden, D.M., Varnes, D.J., 1996. Landslide types and processes. In: Turner, A.K., Schuster, R.L. (Eds.), *Landslides: Investigation and Mitigation*. Special Report 247. Transportation Research Board, National Academy of Sciences, Washington, D.C., pp. 36–75.
- Deng, Q.L., Zhu, Z.Y., Cui, Z.Q., Wang, X.P., 2000. Mass rock creep and landsliding on the Huangtupo slope in the reservoir area of the Three Gorges Project, Yangtze River, China. *Engineering Geology* 58, 67-83.
- Di Ponio, M.A., Dixon, C., 2013. *Rapid Excavation and Tunneling Conference — 2013 Proceedings*. Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc. Englewood, Colorado. 1327 pp.

- Duriez, J., Scholtès, L., Donzé, F.-V., 2018. Micromechanics of wing crack propagation for different flaw properties. *Engineering Fracture Mechanics* 153, 378-398.
- Eberhardt, E., 2003. Rock slope stability analysis – Utilization of advanced numerical techniques. University of British Columbia, Vancouver, 41 pp.
- Eberhardt, E., 2008. The role of advanced numerical methods and geotechnical field measurements in understanding complex deep-seated rock slope failure mechanisms. *Canadian Geotechnical Journal* 45, 484–510.
- Eberhardt, E., Kaiser, P.K., Stead, D., 2002. Numerical analysis of progressive failure in natural rock slopes. In: Dinis da Gama, C., Ribeiro e Sousa, L. (Eds.), *EUROCK 2002\ Proc. ISRM Int. Symp. on Rock Eng. for Mountainous Regions*, Funchal, Madeira. Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa, pp. 145–153.
- Eberhardt, E., Stead, D., Coggan, J.S., 2004. Numerical analysis of initiation and progressive failure in natural slopes—the 1991 Randa rockslide. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 41, 69-87.
- Eberhardt, E., Thuro, K., Luginbuehl, M., 2005. Slope instability mechanisms in dipping interbedded conglomerates and weathered marls—the 1999 Rufi landslide, Switzerland. *Engineering Geology* 77, 35-56.
- Einstein, H.H., Dershowitz, W.S., 1990. Tensile and shear fracturing in predominantly compressive stress fields—a review. *Engineering Geology* 29(2), 149-172.
- Elmo, D., Donati, D., Stead, D., 2018. Challenges in the characterisation of intact rock bridges in rock slopes. *Engineering Geology* 245, 81-96.
- Ermini, L., Casagli, N., 2003. Prediction of the behavior of landslide dams using a geomorphological dimensionless index. *Earth Surface Processes and Landforms* 28, 31-47.
- Euser, B., Rougier, E., Lei, Z., Knight, E.E., Frash, L.P., Carey, J.W., Viswanathan, H., Munjiza, A., 2019. Simulation of fracture coalescence in granite via the combined Finite–Discrete element method. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. doi: 10.1007/s00603-019-01773-0.
- Fang, Z., Harrison, J.P., 2002. Application of a local degradation model to the analysis of brittle fracture of laboratory scale rock specimens under triaxial conditions. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 39, 459-476.
- Fellenius, W., 1936. Calculation of the stability of earth dams. *Proceedings of the Second International Congress on Large Dams*. ICLD, Washington, DC, pp. 445-459.

- Fener, M., Kahraman, S., Bilgil, A., Gunaydin, O., 2005. A comparative evaluation of indirect methods to estimate the compressive strength of rocks. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 38, 329-343.
- Feng, P., Lajtai, E.Z., 1998. Probabilistic treatment of the sliding wedge with EzSlide. *Engineering Geology* 50, 153-163.
- Fisher, B.R., 2009. Improved characterization and analysis of bi-planar dip slope failures to limit model and parameter uncertainty in the determination of setback distances. PhD Thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- Fossum, A.F., 1985. Effective elastic properties for randomly jointed rock mass. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts* 22, 467-470.
- Frayssines, M., Hantz, D., 2009. Modelling and back-analysing failures in steep limestone cliffs. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 46, 1115-1123.
- Ganerød, G.V., Grøneng, G., Rønning, J.S., Dalsegg, E., Elvebakk, H., Tønnesen, J.F., Kveldevik, V., Eiken, T., Blikra, L.H., Braathen, A., 2008. Geological model of the Åknes rockslide, western Norway. *Engineering Geology* 102, 1-18.
- Geo-Slope International Ltd., 2016. *Stability Modeling with SLOPE/W. Users Manuals*. Calgary, Alberta, Canada.
- Gigli, G., Fanti, R., Canuti, P., Casagli, N., 2011. Integration of advanced monitoring and numerical modeling techniques for the complete risk scenario analysis of rockslides: The case of Mt. Beni (Florence, Italy). *Engineering Geology* 120, 48-59.
- Grenon, M., Hadjigeorgiou, J., 2008. A design methodology for rock slopes susceptible to wedge failure using fracture system modelling. *Engineering Geology* 96, 78-93.
- Gruppo di Lavoro MPS, 2004. *Mappa di Pericolosità Sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 30 marzo 2003. Rapporto conclusivo per il Dipartimento di Protezione Civile*. INGV. Milano-Roma, pp. 65.
- Guha Roy, D., Singh, T.N., Kodikara, J., 2017. Influence of joint anisotropy on the fracturing behavior of a sedimentary rock. *Engineering Geology* 228, 224-237.
- Guo, Y., Hou, L., Yao, Y., Zuo, L., Wu, Z., Wang, L., 2020. Experimental study on influencing factors of fracture propagation in fractured carbonate rocks. *Journal of Structural Geology* 131, 103955.
- Haimson, B., Chang C., 2000. A new true triaxial cell for testing mechanical properties of rock, and its use to determine rock strength and deformability of Westerly granite. *International Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering* 37, 285-296.

- Hart, M.W., Shaller, P.J., Farrand, G.T., 2012. When landslides are misinterpreted as faults: case studies from the western United States. *Environ. Eng. Geosci.* 18, 313–325.
- Havaej, M., Stead, D., 2016. Investigating the role of kinematics and damage in the failure of rock slopes. *Computers and Geotechnics* 78, 181-193.
- Havaej, M., Stead, D., Eberhardt, E., Fisher, B.R., 2014. Characterization of bi-planar and ploughing failure mechanisms in footwall slopes using numerical modelling. *Engineering Geology* 178, 109-120.
- Hencer, S.R., Liao, Q.-H., Monaghan, B.G., 1996. Modelling slope behaviour for open-pits. *Transactions of the Institution of Mining and Metallurgy - Section A* 105, A37-A47.
- Herget, G., 1988. *Stresses in rock*. A.A. Balkema, Brookfield, Rotterdam. 179 pp.
- Hoek, E., 2007. *Practical Rock Engineering*. http://www.rockscience.com/educational/hoek_corner.
- Hoek, E., Bray, J., 1981. *Rock Slope Engineering*. 3rd edn, Inst. Mining and Metallurgy, London. 358 pp.
- Hoek, E., Diederichs, M.S., 2006. Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 43, 203-215.
- Holm, K., Bovis, M., Jakob, M., 2004. The landslide response of alpine basins to post-Little Ice Age glacial thinning and retreat in southwestern British Columbia. *Geomorphology* 57, 201-216.
- Horii, H., Nemat-Nasser, S., 1985. Compression-induced microcrack growth in brittle solids: axial splitting and shear failure. *Journal of Geophysical Research* 90(10), 3105-3125.
- Huang, D., Cen, D., Ma, G., Huang, R., 2015. Step-path failure of rock slopes with intermittent joints. *Landslides* 12, 911-926.
- Hudson, J.A., Feng, X.T., 2010. Variability of in situ rock stress. In: *Rock Stress and Earthquake*. Proceedings of the 5th International Symposium on In-situ Rock Stress. CRC Press, Taylor and Francis Group, pp. 3-10.
- Hungr, O., Corominas, J., Eberhardt, E., 2005. Estimating landslide motion mechanism, travel distance and velocity. In: Hungr, O., Fell, R., Couture, R., Eberhardt, E. (eds.) *Landslide Risk Management*. Proceedings of the International Conference on Landslide Risk Management, Vancouver, BC. CRC Press, Taylor & Francis Group, pp. 99-128.
- Hutchinson, J.N., 1968. Mass movement. In: Fairbridge, R.W. (Ed.), *Encyclopedia of Geomorphology*. Reinhold, NY, pp. 688–696.
- Itasca, 2010. *FLAC3D Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3D (versione 4.0)*. Itasca Consulting Group, Minneapolis, MN.

- Itasca, 2016a. FLAC Fast Lagrangian Analysis of Continua in 2D (versione 8.0). User's guide. Itasca Consulting Group, Minneapolis, MN.
- Itasca, 2016b. PFC3D Particle Flow Code in 3D (versione 5.0). User's guide. Itasca Consulting Group, Minneapolis, MN.
- ISRM, 1978. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts* 15, 319-368.
- Jaboyedoff, M., Penna, I., Pedrazzini, A., Baroň, I., Crosta, G.B., 2013. An introductory review on gravitational-deformation induced structures, fabrics and modeling. *Tectonophysics* 605, 1-12.
- Janbu, N., 1954. Stability analysis of slopes with dimensionless parameters. *Harvard Soil Mechanics Series* 46, 1-81.
- Jiang, M., Jiang, T., Crosta, G.B., Shi, Z., Chen, H., Zhang, N., 2015. Modeling failure of jointed rock slope with two main joint sets using a novel DEM bond contact model. *Engineering Geology* 193, 79-96.
- Kahraman, S., Fener, M., Gunaydin, O., 2002. Predicting the Schmidt hammer values of in-situ intact rock from core sample values. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 39, 395-399.
- Katz, O., Reches, Z., Roegiers, J.-C., 2000. Evaluation of mechanical rock properties using a Schmidt Hammer. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 37, 723-728.
- Kemeny, J., 2005. Time-dependent drift degradation due to the progressive failure of rock bridges along discontinuities. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 42, 35–46.
- Korup, O., 2004. Geomorphometric characteristics of New Zealand landslide dams. *Engineering Geology* 73, 13-35.
- Kulhawy, F.H., 1975. Stress deformation properties of rock and rock discontinuities. *Engineering Geology* 9, 327-350.
- Kvapil, R., Clews, M., 1979. An examination of the Prandtl mechanism in large dimension slope failures. *Trans Inst Min Metall A* 88, A1-A5.
- Liu, H.Y., Kou, S.Q., Lindqvist, P.-A., Tang, C.A., 2004. Numerical studies on the failure process and associated microseismicity in rock under triaxial compression. *Tectonophysics* 384, 149-174.
- Lorig, L.J., Cundall, P.A., Damjanac, B., Emam, S., 2010. A three-dimensional model for rock slopes based on micromechanics. 44th U.S. Rock Mechanics Symposium and 5th U.S.-Canada Rock Mechanics Symposium.

- Lu, C.-Y., Tang, C.-L., Chan, Y.-C., Hu, J.-C., Chi, C.-C., 2014. Forecasting landslide hazard by the 3D discrete element method: a case study of the unstable slope in the Lushan hot spring district, central Taiwan. *Engineering Geology* 183, 14-30.
- Malmgren, L., Nordlund, E., 2006. Behaviour of shotcrete supported rock wedges subjected to blast-induced vibrations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 43, 593-615.
- Marcato, G., Bossi, G., Frigerio, S., Mantovani, M., Pasuto, A., Schenato, L., 2014. Studio e monitoraggio della situazione di dissesto che interessa il versante sinistro del Tagliamento in corrispondenza del "Passo della Morte". Relazione Finale, Convenzione protocollo n. PC/2805/CD2. Rapporto inedito per la Protezione Civile della Regione Friuli Venezia Giulia.
- Martin, C.D., Kaiser, P.K., 1984. Analysis of rock slopes with internal dilation. *Canadian Geotechnical Journal* 21, 605-620.
- Martinetti, S., Ribacchi, R., 1980. In situ stress measurements in Italy. *Rock Mechanics* 9, 31-47.
- Martinis, B., 1985. Il lago quaternario di Forni di Sotto (Alpi Carniche). In: *In Alto*. Cr. Soc. Alpina Friulana, Udine, Italy, vol. 47, pp. 73-83.
- Martinis, B., 1994. Nuovi dati sul lago quaternario di Forni di Sotto (Udine). In: *In Alto*. Cr. Soc. Alpina Friulana, Udine, Italy, vol. 76, pp. 39-44.
- McColl, S.T., 2012. Paraglacial rock-slope stability. *Geomorphology* 153-154, 1-16.
- Mejía Camones, L.A., Vargas, Jr. E., Peluci de Figueiredo, R., Quadros Velloso, R., 2013. Application of the discrete element method for modeling of rock crack propagation and coalescence in the step-path failure mechanism. *Engineering Geology* 153, 80-94.
- Menzl, V., 1966. Mechanics of landslides with noncircular slip surfaces with special reference to Vaiont slide. *Géotechnique* 16(4), 329-337.
- Morgenstern, N.R., Price, V.E., 1965. The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique* 15, 79-93.
- Müller, L., 1964. The rock slide in the Vajont valley. *Rock Mechanics and Engineering Geology* 2, 148-212.
- Nazir, R., Momeni, E., Jahed Armaghani, D., Mohd Amin, MF., 2013. Correlation between unconfined compressive strength and indirect tensile strength of limestone rock samples. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* 18, 1737-1746.
- Nemčok, A., 1972. Gravitational slope deformation in high mountains. *Proceedings of the 24th International Geological Congress, Montreal* 13, pp. 132-141.

- Park, C.H., Bobet, A., 2009. Crack coalescence in specimens with open and closed flaws: a comparison. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 46, 819-829.
- Paronuzzi, P., Serafini, W., 2009. Stress state analysis of a collapsed overhanging rock slab: a case study. *Engineering Geology* 108, 65-75.
- Paronuzzi, P., Bolla, A., 2012. The prehistoric Vajont rockslide: an updated geological model. *Geomorphology* 169-170, 165–191.
- Paronuzzi, P., Bolla, A., 2015a. Gravity-induced rock mass damage related to large en masse rockslides: evidence from Vajont. *Geomorphology* 234, 28-53.
- Paronuzzi, P., Bolla, A., 2015b. Gravity-induced fracturing in large rockslides: possible evidence from Vajont. In: Lollino, G., Giordan, D., Crosta, G.B., Corominas, J., Azzam, R., Wasowski, J., Sciarra, N. (eds.) *Engineering Geology for Society and Territory: Landslide Processes. Proceedings of the XII International IAEG Congress, 15-19 September 2014, Turin, Italy*. Springer, pp. 213–216.
- Paronuzzi, P., Rigo, E., Bolla, A., 2013. Influence of filling–drawdown cycles of the Vajont reservoir on Mt. Toc slope stability. *Geomorphology* 191, 75-93.
- Paronuzzi, P., Bolla, A., Rigo, E., 2016a. Brittle and ductile behavior in deep-seated landslides: learning from the Vajont experience. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 49(6), 2389-2411.
- Paronuzzi, P., Bolla, A., Rigo, E., 2016b. 3D Stress–strain analysis of a failed limestone wedge influenced by an intact rock bridge. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 49(8), 3223-3242.
- Petley, D.N., 2002. Patterns of acceleration for large slope failures. In: Evans, S.G., Martino, S. (Eds.), *Massive Rock Slope Failure: New Models for Hazard Assessment*. NATO Advanced Research Workshop, Celano, Italy, June 2002, Abstracts Volume, pp. 110–113.
- Petley, D.N., Allison, R.J., 1997. The mechanics of deep-seated landslides. *Earth Surf. Process. Landf.* 22, 747–758.
- Petley, D.N., Petley, D.J., 2006. On initiation of large rockslides: perspectives from a new analysis of the Vajont movement record. In: Evans, S.G., Scarascia Mugnozza, G., Strom, A., Hermanns, R.L. (Eds.), *Landslides From Massive Rock Slope Failure*. Springer, Dordrecht, Netherlands, pp. 77–84.
- Petti, M., Bosa, S., Pascolo, S., 2018. Lagoon sediment dynamics: A coupled model to study a medium-term silting of tidal channels. *Water* 10, 569.

- Pisa, G., 1972. Geologia dei Monti a nord di Forni di Sotto (Carnia Occidentale). Carta Geologica - Scala 1:20000 con Note Illustrative. *Giornale di Geologia. Annali del Museo Geologico di Bologna. Serie 2a, Volume XXXVIII*, pp. 543-688.
- Poisel, R., Preh, A., Hungr, O., 2008. Run out of landslides – Continuum mechanics versus discontinuum mechanics models. *Geomechanik und Tunnelbau* 1(5), 358-366.
- Poisel, R., Angerer, H., Pöllinger, M., Kalcher, T., Kittl, H., 2009. Mechanics and velocity of the Lärchberg–Galgenwald landslide (Austria). *Engineering Geology* 109, 57-66.
- Poschinger, A.v., Wassmer, P., Maisch, M., 2006. The Flims rock slide; history of interpretation and new insights. In: Evans, S.G., Scarascia Mugnozza, G., Strom, A., Hermanns, R.L. (Eds.), *Landslides From Massive Rock Slope Failure*. Springer, Dordrecht, Netherlands, pp. 329–356.
- Prager, C., Zangerl, C., Patzelt, G., Brandner, R., 2008. Age distribution of fossil landslides in the Tyrol (Austria) and its surrounding areas. *Natural Hazards and Earth System Sciences* 8, 377-407.
- Puntel & Cappellari Associati, 2015. Completamento delle opere di sistemazione idrogeologica in località Passo della Morte in Comune di Forni di Sotto. Relazione illustrativa. Inedita.
- Qin, S., Jiao, J.J., Wang, S., 2001. A cusp catastrophe model of instability of slip-buckling slope. *Rock Mech. Rock. Eng.* 34 (2), 119–134.
- Radbruch-Hall, D.H., 1978. Gravitational creep of rock masses on slopes. In: Voight, B. (Ed.), *Rockslides and Avalanches: Natural Phenomena. Developments in Geotechnical Engineering* 14. Elsevier, Amsterdam, pp. 607–657.
- Rocscience, 2007. RocData (version 4.0). Rocscience Inc., Toronto, Ontario.
- Sandøy, G., Oppikofer, T., Nilsen, B., 2017. Why did the 1756 Tjellefonna rockslide occur? A back-analysis of the largest historic rockslide in Norway. *Geomorphology* 289, 78-95.
- Sarma, S.K., 1979. Stability analysis of embankments and slopes. *Journal of Geotechnical and Engineering Division, ASCE* 105, 1511-1534.
- Scholtès, L., Donzé, F.-V., 2012. Modelling progressive failure in fractured rock masses using a 3D discrete element method. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 52, 18-30.
- Scholtès, L., Donzé, F.-V., 2015. A DEM analysis of step-path failure in jointed rock slopes. *Comptes Rendus Mecanique* 343, 155-165.

- Schuster, R.L., Costa, J.E., 1986. A perspective on landslide dams. In: Schuster, R.L. (Ed.), *Landslide Dams: Processes, Risk, and Mitigation*. American Society of Civil Engineers, Geotechnical Special Publication 3, 1-20.
- Sheorey, P.R., 1994. A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts* 31(1), 23-34.
- Song, K., Yan, E., Zhang, G., Lu, S., Yi, Q., 2015. Effect of hydraulic properties of soil and fluctuation velocity of reservoir water on landslide stability. *Environmental Earth Sciences* 74, 5319-5329.
- Stead, D., Eberhardt, E., 1997. Developments in the analysis of footwall slopes in surface coal mining. *Engineering Geology* 46, 41-61.
- Stead, D., Eberhardt, E., 2013. Understanding the mechanics of large landslides. *Proceedings of the International Conference on Vajont 1963-2013, Padua, Italy, 2013*, pp. 85-112.
- Stead, D., Eberhardt, E., Coggan, J.S., 2006. Developments in the characterization of complex rock slope deformation and failure using numerical modelling techniques. *Engineering Geology* 83, 217-235.
- Sturzenegger, M., Stead, D., 2012. The Palliser Rockslide, Canadian Rocky Mountains: Characterization and modeling of a stepped failure surface. *Geomorphology* 138, 145-161.
- Swanson, F.J., Oyagi, N., Tominaga, M., 1986. Landslide dams in Japan. In: Schuster, R.L. (Ed.), *Landslide Dams: Processes, Risk, and Mitigation*. American Society of Civil Engineers, Geotechnical Special Publication 3, 131-145.
- Szwedzicki, T., 2003. Rock mass behaviour prior to failure. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 40, 573-584.
- Tacconi Stefanelli, C., Segoni S., Casagli, N., Catani, F., 2016. Geomorphic indexing of landslide dams evolution. *Engineering Geology* 208, 1-10.
- Tang, C., 1997. Numerical simulation of progressive rock failure and associated seismicity. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 34(2), 249-261.
- Tang, H., Zou, Z., Xiong, C., Wu, Y., Hu, X., Wang, L., Lu, S., Criss, R.E., Li, C., 2015. An evolution model of large consequent bedding rockslides, with particular reference to the Jiweishan rockslide in Southwest China. *Engineering Geology* 186, 17-27.
- Tang, S.B., Huang, R.Q., Tang, C.A., Liang, Z.Z., Heap, M.J., 2017. The failure processes analysis of rock slope using numerical modelling techniques. *Engineering Failure Analysis* 79, 999-1016.

- Ter-Stepanian, G., 1966. Types of depth creep of slopes in rock masses. Proceedings of the First Congress of the International Society for Rock Mechanics, Lisbon, Portugal 2, pp. 157–160.
- Teza, G., Marcato, G., Pasuto, A., Galgaro, A., 2015. Integration of laser scanning and thermal imaging in monitoring optimization and assessment of rockfall hazard: a case history in the Carnic Alps (Northeastern Italy). *Natural Hazards* 76, 1535-1549.
- Tham, L.G., Yang, T.H., Tang, C.A., 2004. Progressive failure of jointed rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 41 (3), 182–187.
- Thompson, N., Bennett, M.R., Petford, N., 2010. Development of characteristic volcanic debris avalanche deposit structures: new insights from distinct element simulations. *Journal of Volcanology and Geothermal Research* 192, 191-200.
- Tofani, V., Dapporto, S., Vannocci, P., Casagli, N., 2006. Infiltration, seepage and slope instability mechanisms during the 20–21 November 2000 rainstorm in Tuscany, central Italy. *Natural Hazards and Earth System Sciences* 6, 1025-1033.
- Tomás, R., Abellán, A., Cano, M., Riquelme, A., Tenza-Abril, A.J., Baeza-Brotons, F., Saval, J.M., Jaboyedoff, M., 2018. A multidisciplinary approach for the investigation of a rock spreading on an urban slope. *Landslides* 15, 199-217.
- Tommasi, P., Campedel, P., Consorti, C., Ribacchi, R., 2008. A discontinuous approach to the numerical modelling of rock avalanches. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 41(1), 37-58.
- Tommasi, P., Verrucci, L., Campedel, P., Veronese, L., Pettinelli, E., Ribacchi, R., 2009. Buckling of high natural slopes: the case of Lavini di Marco (Trento-Italy). *Eng. Geol.* 109, 93–108.
- Tsou, C.-Y., Feng, Z.-Y., Chigira, M., 2011. Catastrophic landslide induced by Typhoon Morakot, Shiaolin, Taiwan. *Geomorphology* 147, 166-178.
- Tuckey, Z., Stead, D., 2016. Improvements to field and remote sensing methods for mapping discontinuity persistence and intact rock bridges in rock slopes. *Engineering Geology* 208, 136-153.
- Varnes, D.J., 1978. Slope movement types and processes. In: Schuster, R.L., Krizek, R.J. (Eds.), *Landslides: analysis and control*. Special Report 176. Transportation and Road Research Board, National Academy of Science, Washington, DC, pp. 11–35.
- Wang W.N., Chigira, M., Furuya, T., 2003. Geological and geomorphological precursors of the Chiu-fen-erh-shan landslide triggered by the Chi-chi earthquake in central Taiwan. *Eng. Geol.* 69, 1–13.

- Wakizaka, Y., 2013. Characteristics of crushed rocks observed in drilled cores in landslide bodies located in accretionary complexes. *Tectonophysics* 605, 114–132.
- Willenberg, H., Loew, S., Eberhardt, E., Evans, K.F., Spillmann, T., Heincke, B., Maurer, H., Green, A.G. 2008a. Internal structure and deformation of an unstable crystalline rock mass above Randa (Switzerland): Part I — Internal structure from integrated geological and geophysical investigations. *Engineering Geology* 101, 1-14.
- Willenberg, H., Evans, K.F., Eberhardt, E., Spillmann, T., Loew, S., 2008b. Internal structure and deformation of an unstable crystalline rock mass above Randa (Switzerland): Part II — Three-dimensional deformation patterns. *Engineering Geology* 101, 15-32.
- Xu, J., Li, Z., 2019. Crack propagation and coalescence of step-path failure in rocks. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 52, 965-979.
- Yin, P.-F., Yang, S.-Q., 2018. Experimental investigation of the strength and failure behaviour of layered sandstone under uniaxial compression and Brazilian testing. *Acta Geophysica* 66, 585-605.
- Zangerl, C., Eberhardt, E., Perzmaier, S., 2010. Kinematic behaviour and velocity characteristics of a complex deep-seated crystalline rockslide system in relation to its interaction with a dam reservoir. *Engineering Geology* 112, 53–67.
- Zhao, J.J., X., J.G., Lee, M.L., Ma, Y.T., 2016. Discrete element modeling of a mining-induced rock slide. *SpringerPlus* 5, 1633.
- Zhou, X., Chen, J., 2019. Extended finite element simulation of step-path brittle failure in rock slopes with non-persistent en-echelon joints. *Engineering Geology* 250, 65-88.
- Zhou, J.-w., Huang, K.-x., Shi, C., Hao, M.-h., Guo, C.-x., 2015. Discrete element modeling of the mass movement and loose material supplying the gully process of a debris avalanche in the Bayi Gully, Southwest China. *Journal of Asian Earth Sciences* 99, 95-111.
- Zischinsky, U., 1966. On the deformation of high slopes. *Proceedings of the First Congress of the International Society for Rock Mechanics, Lisbon, Portugal* 2, pp. 179–185.