POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



TESI DI LAUREA MAGISTRALE

Scavi profondi in roccia: il problema dei rockburst e il monitoraggio microsismico

Relatore:

Prof.ssa Monica Barbero

Co-relatore:

Dr. Giordano Russo

Studente:

Carlo Chiesa

Anno Accademico 2017 / 2018

INDICE

INDICE DELLE FIGURE	VII
INDICE DELLE TABELLE	XV
1. INTRODUZIONE	Pag. 1
2. COMPORTAMENTO FRAGILE: RICHIAMI TEORICI	
E IL PROBLEMA DEI ROCKBURST	Pag. 3
2.1. Ammassi rocciosi fragili	Pag. 3
2.2. Meccanismi di rottura progressiva: suddivisione tipologica	Pag. 7
2.2.1. Rottura per trazione	Pag. 7
2.2.2. Rottura per taglio	Pag. 7
2.2.3. Rottura per <i>spalling</i>	Pag. 9
2.2.3.1. Comportamento elastico	Pag. 11
2.2.3.2. Comportamento elasto-plastico	Pag. 22
2.3. Meccanismi di rottura violenta: il fenomeno dei rockburst	Pag. 29
2.3.1. Definizione	Pag. 29
2.3.2. Cause di innesco	Pag. 30
2.3.2.1. Strain-burst	Pag. 30
2.3.2.2. Fault-slip rockburst (o remotely triggered	
rockburst)	Pag. 31
2.3.2.3. Rockburst indotti dalle operazioni di scavo	Pag. 31

	2.3.3.	Meccani	ismi di rottura	Pag. 32
		2.3.3.1.	Rigonfiamento della roccia dovuto alla fessurazione	Pag. 33
		2.3.3.2.	Proiezione di massi dovuta al trasferimento di energia sismica	Pag. 33
		2.3.3.3.	Caduta di massi indotta dallo scuotimento sismico	Pag. 33
	2.3.4.	Valutazi	ione della pericolosità	Pag. 34
		2.3.4.1.	Potenziale di rockburst	Pag. 34
		2.3.4.2.	Metodi di stima della severità	Pag. 35
	2.3.5.	Sistemi	di prevenzione e sostegno	Pag. 40
		2.3.5.1.	Funzioni e caratteristiche di supporto	Pag. 40
		2.3.5.2.	Capacità di supporto	Pag. 44
		2.3.5.3.	Cenni sulla progettazione di un sistema di sostegno composito	Pag. 45
3.	MONITOF	RAGGIO	MICROSISMICO PER LA PREVISIONE	
	DEI ROCK	BURST .		Pag. 51
	3.1. Micros	sismicità	nel contorno di scavo	Pag. 51
	3.2. Param	etri sismi	ci: definizioni e commenti	Pag. 52
	3.2.1.	Potenza	sismica	Pag. 52
	3.2.2.	Potenza	sismica	Pag. 52
	3.2.3.	Moment	to sismico e magnitudo di momento	Pag. 53
	3.2.4.	Stress di	rop	Pag. 54
	3.2.5.	Tension	e apparente	Pag. 54
	3.2.6.	Volume	apparente	Pag. 54
	3.2.7.	Indice d	i energia	Pag. 55

	3.3. Princ	ipi di monitoraggio microsismico	Pag. 57
	3.3.1	Attrezzatura	Pag. 57
	3.3.2	Procedura	Pag. 60
	3.4. Previ	sione dei <i>rockburst</i>	Pag. 62
	3.4.1	Strategie e applicazioni	Pag. 62
		3.4.1.1. Wiles, Lachenicht, van Aswegen (2000) – Integration of deterministic modelling with seismic monitoring for the assessment of rockmass response to mining: Part I Theory	Pag. 63
		3.4.1.2. Kaiser, Vasak, Suorineni, Thibodeau (2005) – New Dimensions in Seismic Data Interpretation with 3-D Virtual Reality Visualization for Burst-	
		prone Mines	Pag. 68
		3.4.1.3. Hudyma, Potvin (2009) – An Engineering Approach to Seismic Risk Management in	
		Hardrock Mines	Pag. 75
	3.4.2	Limiti	Pag. 82
4.	ANALISI IDROELI	I DI UN CASO-STUDIO: UNA CENTRALE ETTRICA	Pag. 83
	4.1. Prese	ntazione del caso-studio	Pag. 83
	4.1.1	Informazioni generali, schema di funzionamento e misure fondamentali	Pag. 83
	112	Caratteristiche geologiche e dati geoteonici di base	Dog 85
	4.1.2	. Caratteristiche geologiche e dati geolechici di base	rag. 85
	4.1.3	Sistema di monitoraggio e documenti di <i>report</i>	Pag. 90
	4.2. Anali	si dei dati di monitoraggio	Pag. 96
	4.2.1	Procedura	Pag. 96
	4.2.2	Risultati grafici: commenti e interpretazioni	Pag. 98

5. CONCLUSIONI	Pag. 159
APPENDICE: EVOLUZIONE DELLA MICROSISMICITA'	
DURANTE LE DIVERSE FASI DI STUDIO	Pag. 163
BIBLIOGRAFIA	Pag. 241

INDICE DELLE FIGURE

Fig. 2.1. Esempi di instabilità per un tunnel e rottura fragile (zone grigie	
evidenziate) in funzione del Rock Mass Rating ()	Pag. 5
Fig. 2.2. Potenziale di <i>spalling</i> per i processi di rottura nella roccia intatta,	
in base alla resistenza a compressione ()	Pag. 11
Fig. 2.3. Esempio di interpretazione per i dati delle prove in cella di carico	
triassiale ()	Pag. 14
Fig. 2.4. Inviluppo di forza composito, illustrato nel piano delle tensioni	
principali (2D) ()	Pag. 15
Fig. 2.5. Inviluppo di resistenza composito di Hoek-Brown per il granito	
di Lac du Bonnet ()	Pag. 17
Fig. 2.6. Inviluppo di resistenza composito (damage threshold + spalling limit	
+ long-term lab. strength) ()	Pag. 17
Fig. 2.7. Relazione tra la massima tensione tangenziale (normalizzata a σ_{ci} ,	
qui indicata come σ_c) ()	Pag. 20
Fig. 2.8. Confronto tra la profondità di inizio del danno fornita dall' eq. [1]	
(parametri fragili di Hoek-Brown) ()	Pag. 21
Fig. 2.9. Relazione tra spessore di rottura e massima tensione tangenziale	
al contorno della sezione di scavo ()	Pag. 21
Fig. 2.10. Cunei di rottura in un tunnel circolare soggetto a <i>spalling</i> tensionale	
()	Pag. 22
Fig. 2.11. Parametri di picco e residui utilizzati nell'analisi agli elementi finiti	
()	Pag. 23
Fig. 2.12. Definizione degli indicatori di rottura per il modello DISL in RS2	
()	Pag. 24
Fig. 2.13. Zone di danno mappate tramite l'approccio concettuale DISL	
di Diederichs ()	Pag. 25
Fig. 2.14. Risultati numerici per l'andamento dello stress path (a)	
e della deformazione volumetrica (b) ()	Pag. 26
Fig. 2.15. Risultati della modellazione di un materiale roccioso con rapporto	
tensionale in-piano di $K_{Hh} = 2. ()$	Pag. 27

Fig. 2.16. Fasce di rottura per tensioni normali e di taglio	
ottenute da un modello in RS2. ()	Pag. 27
Fig. 2.17. Comportamento di un a. r. modellato con criterio di Hoek-Brown	
()	Pag. 28
Fig. 2.18. Confronto tra zona di danno e <i>baggage</i> per l'analisi 2D (<i>a sinistra</i>)	
e 3D (<i>a destra</i>) ()	Pag. 28
Fig. 2.19. Rigidezza relativa in fase di scarico per la zona fratturata rispetto	
al sistema composto da galleria e a. r. circostante. ()	Pag. 30
Fig. 2.20. Meccanismi di rottura per rockbursting.	Pag. 32
Fig. 2.21. Potenziale di <i>spalling</i> per i processi di rottura nella roccia intatta,	
in base alla resistenza a compressione ()	Pag. 34
Fig. 2.22. Livelli di severità per un evento <i>rockburst</i> .	Pag. 35
Fig. 2.23. Suscettibilità della roccia a <i>spalling</i> e a <i>rockbursting</i>	Pag. 36
Fig. 2.24. Rapporto tra profondità di rottura e massimo sforzo tangenziale	
al contorno di scavo per diversi casi-studio.	Pag. 37
Fig. 2.25. Il burst potential dipende dall'accumulo di energia meccanica ()	Pag. 38
Fig. 2.26. GDE Multiple Graph per la valutazione preliminare	
del comportamento allo scavo	Pag. 40
Fig. 2.27. Funzioni principali degli elementi di supporto in gallerie profonde	Pag. 40
Fig. 2.28. Armature completamente cementate per il rinforzo dell'a. r	Pag. 41
Fig. 2.29. Reti metalliche utilizzate per trattenere i frammenti di roccia	Pag. 41
Fig. 2.30. Chiodi e bulloni meccanici impiegati per fissare una rete metallica	Pag. 42
Fig. 2.31. Proprietà meccaniche di un generico elemento di supporto	Pag. 43
Fig. 2.32. Parametri meccanici di capacità per elementi di supporto generici	Pag. 44
Fig. 3.1. Indice di energia secondo Mendecki (1997a).	Pag. 55
Fig. 3.2. Esempio di evoluzione dell'indice di energia e del volume apparente	
cumulativo rispetto al tempo. ()	Pag. 56
Fig. 3.3. Sensori	Pag. 58
Fig. 3.4. Strumento di acquisizione-dati.	Pag. 58
Fig. 3.5. Esempio di analisi spettrale per una singola forma d'onda prodotta	
dalla fratturazione di un a. r	Pag. 59
Fig. 3.6. Unità di trasferimento-dati.	Pag. 59

Fig. 3.7. Esempio di unità di trasferimento-dati presente in un sistema	
di monitoraggio microsismico. ()	Pag. 59
Fig. 3.8. Server centrale con <i>software</i> di calcolo.	Pag. 60
Fig. 3.9. Esempio di stima dell'inviluppo di resistenza per le superfici interne	
di una miniera ()	Pag. 64
Fig. 3.10. Esempio di orientamento delle tensioni di campo per le superfici	
interne di una miniera, determinato dalla sismicità.	Pag. 65
Fig. 3.11. Legame tra sismicità e strutture geologiche.	Pag. 65
Fig. 3.12. Sismicità in corrispondenza dei piani di faglia.	Pag. 66
Fig. 3.13. Tensione di taglio in eccesso sui piani di faglia.	Pag. 67
Fig. 3.14. Angolo di attrito necessario per evitare lo scorrimento lungo i piani	
di faglia	Pag. 67
Fig. 3.15. Geometria di scavo integrata, immagine di dati geologici e sismici	
nel blocco minerario.	Pag. 69
Fig. 3.16. Schema di diffusione della sismicità dopo il filtraggio di blast	
e altri eventi non correlati	Pag. 70
Fig. 3.17. Blocchi sismici valutati in base allo schema di diffusione	
della sismicità.	Pag. 71
Fig. 3.18. Piani sismicamente attivi determinati dalla PCA su 247 cluster	
microsismici	Pag. 72
Fig. 3.19. La sovrapposizione di tensioni statiche e dinamiche, in caso di	
sismicità, aumenta le sollecitazioni complessive intorno agli scavi	Pag. 73
Fig. 3.20. Esempio di valutazione e disegno della mappa di pericolosità ()	Pag. 74
Fig. 3.21. Vista in pianta di una miniera che mostra 193 CLINK cluster	
(in alto) ()	Pag. 76
Fig. 3.22. Grafici del b-value per due diverse sorgenti sismiche	
(clusters). ()	Pag. 77
Fig. 3.23. <i>Time-history</i> di magnitudo per due diverse sorgenti sismiche. ()	Pag. 78
Fig. 3.24. Due esempi di grafici diurni: il grafico <i>in alto</i> mostra un caso in cui	
la sismicità non dipende dal <i>blast</i> , ()	Pag. 78
Fig. 3.25. Rapporto energia tra onde-S e onde-P per due <i>cluster</i> . ()	Pag. 79
Fig. 3.26. Esempio di <i>time-history</i> per la tensione apparente, ()	Pag. 80

Fig. 4.1. Mappa del progetto idroelettrico completo; viene evidenziata	
la centrale di monte su cui si concentrano le analisi	Pag. 83
Fig. 4.2. Schema logico del progetto idroelettrico completo; viene evidenziata	
la centrale di monte su cui si concentrano le analisi	Pag. 84
Fig. 4.3. Pianta della centrale idroelettrica e della galleria di accesso	
(con associate diramazioni).	Pag. 84
Fig. 4.4. Sezione principale per il tunnel VA1 (quote in metri)	Pag. 85
Fig. 4.5. Margini e direzione di moto delle placche.	Pag. 86
Fig. 4.6. Presentazione e legenda della World Stress Map (2016)	Pag. 87
Fig. 4.7. World Stress Map (2016) per l'America del Sud.	Pag. 88
Fig. 4.8. Particolare della World Stress Map (2016) in prossimità dell'impianto	
idroelettrico.	Pag. 89
Fig. 4.9. Curve di interpolazione dei dati inerenti lo stato tensionale	
misurato in situ.	Pag. 89
Fig. 4.10. Presentazione del <i>report</i> giornaliero sull'attività sismica nel tunnel	
VA1 e nelle sue derivazioni; ()	Pag. 92
Fig. 4.11. Vista in pianta degli eventi microsismici e riepilogo sulla posizione	
corrente dei fronti di scavo.	Pag. 92
Fig. 4.12. Distribuzione della magnitudo di momento (<i>a</i>); ()	Pag. 93
Fig. 4.13. Report tecnico per un evento rockburst.	Pag. 94
Fig. 4.14. Report grafico per un evento rockburst.	Pag. 95
Fig. 4.15. Fase 1.1 – <i>time-history</i> (t, d(X, Y)).	Pag. 99
Fig. 4.16. Fase 1.1 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).	Pag. 99
Fig. 4.17. Fase 1.1 – <i>time-history</i> dell'energia sismica.	Pag. 100
Fig. 4.18. Fase 1.1 – <i>time-history</i> del tasso di sismicità.	Pag. 101
Fig. 4.19. Fase 1.1 – confronto grafico.	Pag. 102
Fig. 4.20. Fase 1.2 – <i>time-history</i> (t, d(X, Y)).	Pag. 103
Fig. 4.21. Fase 1.2 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).	Pag. 103
Fig. 4.22. Fase 1.2 – <i>time-history</i> dell'energia sismica.	Pag. 104
Fig. 4.23. Fase 1.2 – <i>time-history</i> del tasso di sismicità.	Pag. 105
Fig. 4.24. Fase 1.2 – confronto grafico.	Pag. 106
Fig. 4.25. Fase 1.3 – <i>time-history</i> (t, d(X, Y)).	Pag. 107

Fig. 4.26. Fase 1.3 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).	Pag. 107
Fig. 4.27. Fase 1.3 – <i>time-history</i> dell'energia sismica.	Pag. 108
Fig. 4.28. Fase 1.3 – <i>time-history</i> del tasso di sismicità.	Pag. 109
Fig. 4.29. Fase 1.3 – confronto grafico.	Pag. 110
Fig. 4.30. Fase 1.4 – <i>time-history</i> (t, d(X, Y))	Pag. 111
Fig. 4.31. Fase 1.4 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).	Pag. 111
Fig. 4.32. Fase 1.4 – <i>time-history</i> dell'energia sismica.	Pag. 112
Fig. 4.33. Fase 1.4 – <i>time-history</i> del tasso di sismicità.	Pag. 113
Fig. 4.34. Fase 1.4 – confronto grafico.	Pag. 114
Fig. 4.35. Fase 2.1 – <i>time-history</i> (t, d(X, Y)).	Pag. 116
Fig. 4.36. Fase 2.1 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).	Pag. 116
Fig. 4.37. Fase 2.1 – <i>time-history</i> dell'energia sismica.	Pag. 117
Fig. 4.38. Fase 2.1 – <i>time-history</i> del tasso di sismicità.	Pag. 118
Fig. 4.39. Fase 2.1 – confronto grafico.	Pag. 119
Fig. 4.40. Fase 2.2 – <i>time-history</i> (t, d(X, Y))	Pag. 120
Fig. 4.41. Fase 2.2 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).	Pag. 120
Fig. 4.42. Fase 2.2 – <i>time-history</i> dell'energia sismica.	Pag. 121
Fig. 4.43. Fase 2.2 – <i>time-history</i> del tasso di sismicità.	Pag. 122
Fig. 4.44. Fase 2.2 – confronto grafico.	Pag. 123
Fig. 4.45. Fase 2.3 – <i>time-history</i> (t, d(X, Y))	Pag. 124
Fig. 4.46. Fase 2.3 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).	Pag. 124
Fig. 4.47. Fase 2.3 – <i>time-history</i> dell'energia sismica.	Pag. 125
Fig. 4.48. Fase 2.3 – <i>time-history</i> del tasso di sismicità.	Pag. 126
Fig. 4.49. Fase 2.3 – confronto grafico.	Pag. 127
Fig. 4.50. Fase 3.1 – <i>time-history</i> (t, d(X, Y))	Pag. 129
Fig. 4.51. Fase 3.1 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).	Pag. 129
Fig. 4.52. Fase 3.1 – <i>time-history</i> dell'energia sismica.	Pag. 130
Fig. 4.53. Fase 3.1 – <i>time-history</i> del tasso di sismicità.	Pag. 131
Fig. 4.54. Fase 3.1 – confronto grafico.	Pag. 132

Fig. 4.55. Fase 3.2 – <i>time-history</i> (t, d(X, Y))	Pag. 133
Fig. 4.56. Fase 3.2 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).	Pag. 133
Fig. 4.57. Fase 3.2 – <i>time-history</i> dell'energia sismica.	Pag. 134
Fig. 4.58. Fase 3.2 – <i>time-history</i> del tasso di sismicità.	Pag. 135
Fig. 4.59. Fase 3.2 – confronto grafico.	Pag. 136
Fig. 4.60. Fase 3.3 – <i>time-history</i> (t, d(X, Y)).	Pag. 137
Fig. 4.61. Fase 3.3 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).	Pag. 137
Fig. 4.62. Fase 3.3 – <i>time-history</i> dell'energia sismica.	Pag. 138
Fig. 4.63. Fase 3.3 – <i>time-history</i> del tasso di sismicità.	Pag. 139
Fig. 4.64. Fase 3.3 – confronto grafico.	Pag. 140
Fig. 4.65. Fase 3.4 – <i>time-history</i> (t, d(X, Y)).	Pag. 141
Fig. 4.66. Fase 3.4 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).	Pag. 141
Fig. 4.67. Fase 3.4 – <i>time-history</i> dell'energia sismica.	Pag. 142
Fig. 4.68. Fase 3.4 – <i>time-history</i> del tasso di sismicità.	Pag. 143
Fig. 4.69. Fase 3.4 – confronto grafico.	Pag. 144
Fig. 4.70. Fase 4.1 – <i>time-history</i> (t, d(X, Y)).	Pag. 146
Fig. 4.71. Fase 4.1 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).	Pag. 146
Fig. 4.72. Fase 4.1 – <i>time-history</i> dell'energia sismica.	Pag. 147
Fig. 4.73. Fase 4.1 – <i>time-history</i> del tasso di sismicità.	Pag. 148
Fig. 4.74. Fase 4.1 – confronto grafico.	Pag. 149
Fig. 4.75. Fase 4.2 – <i>time-history</i> (t, d(X, Y)).	Pag. 150
Fig. 4.76. Fase 4.2 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).	Pag. 150
Fig. 4.77. Fase 4.2 – <i>time-history</i> dell'energia sismica.	Pag. 151
Fig. 4.78. Fase 4.2 – <i>time-history</i> del tasso di sismicità.	Pag. 152
Fig. 4.79. Fase 4.2 – confronto grafico.	Pag. 153
Fig. 4.80. Fase 4.3 – <i>time-history</i> (t, d(X, Y)).	Pag. 154
Fig. 4.81. Fase 4.3 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).	Pag. 154
Fig. 4.82. Fase 4.3 – <i>time-history</i> dell'energia sismica.	Pag. 155
Fig. 4.83. Fase 4.3 – <i>time-history</i> del tasso di sismicità.	Pag. 156

Fig. 4.	84. Fase 4.3 – confronto	grafico.	Pag.	157
---------	--------------------------	----------	------	-----

INDICE DELLE TABELLE

Tab. 2.1. Selezione del modello meccanico, in base al rapporto di resistenza	
della roccia intatta (σ_{ci}/σ_t) e alla qualità dell'a. r. (GSI)	Pag. 18
Tab. 2.2. Parametri a, s, e m per un materiale roccioso indicati in forma	
modificata per l'approccio DISL (Diederichs, 2007); ()	Pag. 26
Tab. 2.3. Suddivisione logica degli strain-burst basata sulle caratteristiche	
fenomenologiche e sulla posizione della sorgente di energia.	Pag. 31
Tab. 2.4. Meccanismi di danno suddivisi in base alla severità del danno previsto	
e allo spessore (volume o peso) di roccia fratturata ()	Pag. 36
Tab. 2.5. Suscettibilità della roccia a spalling e a rockbursting.	Pag. 36
Tab. 2.6. Classificazione per la severità del danno provocato da un evento	
rockburst	Pag. 39
Tab. 2.7. Funzioni richieste al sistema di sostegno in base alla tipologia	
di <i>rockburst</i> attesa	Pag. 43
Tab. 2.8. Funzioni e caratteristiche fondamentali per alcuni tipici elementi	
di supporto	Pag. 44
Tab. 2.9. Intervalli relativi ai valori dei principali parametri meccanici di	
capacità per diversi elementi di supporto.	Pag. 45
Tab. 2.10. Sistemi di sostegno per diverse condizioni di rockbursting.	Pag. 46
Tab. 2.11. Definizione delle categorie di comportamento allo scavo.	Pag. 47
Tab. 2.12. Schema di classificazione generale del comportamento allo scavo	Pag. 48
Tab. 2.13. Metodo razionale e generale di GDE per associare le diverse	
tipologie di sostegno ai potenziali fenomeni geomeccanici previsti ()	Pag. 49
Tab. 2.14. Tecniche per la stabilizzazione delle gallerie D&B.	Pag. 50

Tab. 3.1. Matrice di migrazione sismica per quattro blocchi, considerando	
gli eventi con M_N (magnitudo di Nuttli) > 2.2.	Pag. 71
Tab. 3.2. Scala di danno da rockburst.	Pag. 81

Tab. 4.1. Parametri geotecnici nell'intorno della galleria.	Pag. 86
Tab. 4.2. Riassunto delle valutazioni geo-ingegneristiche nell'intorno della	
galleria VA1.	Pag. 90

1. INTRODUZIONE

Lo scopo del presente Elaborato è consentire al lettore di familiarizzare con i problemi di previsione, stima e gestione della manifestazione lesiva, fenomenologicamente violenta, a cui sono sottoposti gli ammassi rocciosi a comportamento geomeccanico fragile, noto in ambito geotecnico come *rockbursting*.

In particolare, previo richiamo alle origini e alle diverse sfumature di tale fenomeno, viene posta l'attenzione sul suo legame intrinseco - ma ancora largamente celato sotto il velo dell'incertezza - con la propagazione dell'energia di deformazione e dei carichi dinamici, indotti dalla microsismicità latente nei dintorni di opere in roccia realizzate a notevoli profondità.

Vengono offerte, a tale riguardo, alcune osservazioni di calcolo sui dati raccolti dalla rete di monitoraggio sismico che è stata installata nel cantiere di una centrale idroelettrica¹, per tentare di individuare, se possibile, comportamenti fisici ricorrenti. L'auspicio è che questi forniscano le basi per definire in maniera più stabile - e quindi ingegneristicamente funzionale - una correlazione tra la deformazione irreversibile presente sul contorno delle gallerie profonde ancora in fieri e l'attività microsismica che si registra nell'ambiente ad esse circostante.

I vantaggi più concreti che derivano dalla conoscenza dei *rockburst* - intesi anche e soprattutto come eventi sismicamente indotti, onde per cui improvvisi - sono da ricercarsi nella salvaguardia dei cantieri e delle persone che vi lavorano, oltre che nell'ottimizzazione del sistema produttivo. Ecco perché risulta particolarmente importante saper valutare la pericolosità nei diversi settori di gallerie, cunicoli e caverne, trovando un giusto bilanciamento tra precisione e approssimazione. Si ha infatti che, avendo stimato una certa probabilità e severità di *rockbursting*, l'impegno umano, economico e materiale nel limitare il manifestarsi dei relativi danni dovrà essere distribuito in maniera proporzionale, tenendo anche conto del livello di esposizione locale.

¹ Le informazioni di maggior rilievo sul progetto della centrale di energia sono riportate all'inizio del Cap. 4.

2. COMPORTAMENTO FRAGILE: RICHIAMI TEORICI E IL PROBLEMA DEI *ROCKBURST*

I rockburst sono una manifestazione particolare del comportamento meccanico degli ammassi rocciosi, i quali, in verità, comprendono essi stessi una gran moltitudine di tipologie, differenti tra loro sia dal punto di vista mineralogico (calcari, graniti, scisti,...) sia da quello strutturale (rocce intatte, porose, stratificate, fagliate,...) sia ancora sul piano delle modalità con cui le tensioni (statiche e dinamiche) di campo influenzano l'evoluzione degli spostamenti interni al sistema roccioso. Ogni sensibile alterazione delle condizioni in situ, come lo scavo di una galleria o la riprofilatura di un versante, genera effetti di ridistribuzione degli sforzi e delle deformazioni, dove queste ultime si concentrano nelle zone di minore rigidezza. Tali effetti sono da considerarsi a breve e a lungo termine, così come in presenza o in assenza di immediati interventi di contenimento (in misure logicamente diverse a seconda dei suddetti casi).

Nel capitolo che segue si analizzano dunque le principali caratteristiche degli ammassi rocciosi cosiddetti "fragili", e si illustrano le modalità con cui essi possono pervenire a rottura in seguito alla realizzazione di un'opera di ingegneria civile, con cenni sulla stima e sulla gestione dei danni.

2.1. AMMASSI ROCCIOSI FRAGILI

La qualità complessiva di qualunque ammasso roccioso (da qui in avanti abbreviato con "a. r.") si stima attraverso diversi indici di origine sperimentale (RMR, Q, GSI²), utili a valutare sinteticamente tale tipologia di sistemi per finalità di progetto. La combinazione tra le proprietà dei campioni di roccia analizzati in laboratorio (resistenza e deformabilità), quelle relative ai sistemi di discontinuità rilevati in situ (orientazione, spaziatura, continuità, apertura, scabrezza, alterazione, riempimento, venute d'acqua, RQD, SRF³) e l'interconnessione tra i blocchi (massa intatta, a blocchi, disgregata, laminata) consentono di classificare gli a. r. secondo i suddetti criteri.

I parametri di resistenza del binomio roccia-discontinuità vengono così calcolati a mezzo di apposite tabelle compilate su base sperimentale (se si utilizza RMR) o di formule riferite al criterio di Hoek-Brown (1980, se invece si utilizza GSI), ma modificate negli anni successivi da Hoek et al. (2002, 2006), sulla base di numerose evidenze empiriche, per tenere conto anche del grado di danneggiamento D dovuto ad azioni dinamiche (es.: scavo con esplosivo) e alla successiva riduzione dello stato tensionale (rilassamento).

L'inviluppo di rottura dell'a. r. sarà quindi ridotto rispetto a quello della roccia intatta, in misura vincolata ai livelli di qualità (in assenza dello scavo) e di danno

² RMR (*Rock Mass Rating*: Beniawski, 1973; Beniawski, 1984); Q (*Quality system*: Barton et al., 1974); GSI (*Geological Strength Index*: Hoek et al., 1994).

³ RQD (*Rock Quality Definition*) è un indice del grado di aggregazione dei carotaggi effettuati ed è dato dalla somma percentuale degli spezzoni di carota di lunghezza superiore a 10 cm normalizzata rispetto alla lunghezza totale del campione considerato. SRF (*Strength Reduction Factor*) riduce l'indice Q in funzione dello stato di sollecitazione caratteristico della zona dove verrà realizzato lo scavo sotterraneo; i valori sono tabulati e da ricercarsi in base al tipo di ammasso roccioso e al grado di criticità corrispondente.

(dovuto allo scavo). Anche il modulo di deformabilità può essere stimato sulla base dei suddetti criteri (possibile utilizzo di Q in alternativa a GSI e D).

Tali proprietà consentono di modellare gli a. r. e di inserirli quindi all'interno di appositi ambienti di calcolo come mezzi continui, equivalenti al discontinuo reale.

In genere, gli a. r. di qualità medio-bassa (RMR < 50), sottoposti nei dintorni di uno scavo sotterraneo ad uno stato tensionale elevato ($\sigma_1/\sigma_{ci} > 0.4$), mostrano zone di rottura estese ed omogenee, ossia caratteristiche di un comportamento deformativo di tipo duttile (*squeezing* o *swelling*; quest'ultimo solo se si ha anche un rigonfiamento chimico della matrice rocciosa dovuto alla filtrazione idrica). Il sistema composto da roccia e discontinuità può essere quindi modellato come un continuo elasto-plastico equivalente, poiché non ci si attende la formazione di cunei di rottura (se non in casi particolari e in misura limitata), ma piuttosto la convergenza del contorno di scavo.

Per questa tipologia di a. r., il criterio di Hoek-Brown funziona correttamente; ma le cose cambiano se la qualità complessiva migliora (RMR > 75). In questo caso, la rottura duttile lascia progressivamente spazio a quella di tipo fragile, sia in modo localizzato sia se si considera l'intero contorno della generica galleria.

«Unlike ductile materials in which shear slip surfaces can form while continuity of material is maintained, brittle failure deals with materials for which continuity must first be disrupted before kinematically feasible failure mechanisms can form.» [Martin et al., 1999].

Tali rocce sono dette appunto "rocce fragili". In a. r. costituiti da rocce fragili, a bassi livelli tensionali l'entità dei danni dipende da densità e distribuzione delle superfici di discontinuità (caduta di blocchi disgiunti); mentre, quando l'intensità degli sforzi aumenta, si creano e si propagano nuove fratture parallele al contorno degli scavi e questo processo viene definito *brittle failure* (vedere Fig. 2.1).



Fig. 2.1. Esempi di instabilità per un tunnel e rottura fragile (zone grigie evidenziate) in funzione del Rock Mass Rating (RMR) e del rapporto tra la tensione principale massima di campo (σ_1) e la resistenza a compressione monoassiale ottenuta in laboratorio (σ_{ci} , qui indicata come σ_c); modificato da Hoek et al. (1995). (Martin et al., 1999).

I criteri di resistenza tradizionali, ossia quelli basati sul concetto generale di resistenza per attrito e per coesione (Hoek-Brown e Mohr-Coulomb), non forniscono buoni risultati circa la previsione sulla nascita delle fratture che, sviluppandosi, provocano la rottura fragile. Più precisamente, gli inviluppi di rottura previsti dai suddetti criteri assumono che attrito e coesione (nel caso di Hoek-Brown, i parametri empirici ad essi equivalenti) contribuiscano entrambi a determinare la resistenza di picco e che, inoltre, si mobilitino in modo istantaneo e simultaneo. Questo comportamento è certamente valido in presenza di una tensione di confinamento importante (rottura duttile, per via della deformazione di compressione intorno al punto di innesco della frattura, che tende a richiuderla⁴), ma non negli altri casi.

Un approccio utile per tentare di superare questo ostacolo potrebbe essere quello di simulare la rottura progressiva dei materiali tramite analisi elastiche iterative e gli stessi criteri di resistenza per attrito: in pratica, ad ogni stage, si usa il modello costitutivo elastico, in base al quale, una volta raggiunta la resistenza al taglio locale ($\tau_r = c + \sigma_n$ ' tan ϕ), la roccia non si plasticizza, ma giunge immediatamente a rottura fragile. La fascia circostante lo scavo in cui ciò accade viene quindi rimossa dal modello e l'analisi si ripete allo stesso modo sul nuovo contorno. Tuttavia, la problematica principale di questo metodo è che non garantisce soluzioni stabili (rischio di sovrastimare lo spessore di rottura, anche di 2 o 3 volte).

⁴ Ipotesi di Diederichs (2003).

Martin e Chandler (1994), in seguito a numerosi esperimenti in laboratorio, dimostrarono che l'ipotesi di mobilitazione simultanea di attrito e coesione al punto di picco non vale per la rottura fragile. Si osservò infatti che il processo, all'aumentare della deformazione assiale dei provini (*strain-dependent*), è scomponibile idealmente in due fasi:

- a) comportamento pre-picco → (Inizio) resistenza d'attrito bassa o trascurabile, coesione in crescita // (Fine) resistenza d'attrito bassa, coesione massima (condizioni di picco);
- b) comportamento post-picco → (Inizio) coesione costante o in calo, resistenza d'attrito in crescita // (Fine) coesione costante o bassa, resistenza d'attrito elevata (condizioni residue).

Anche Hajiabdolmajid et al. (2002) sostenevano una tesi simile:

- a) *Cohesion Weakening* (CW) → l'apertura e la coalescenza di fessure dovute agli sforzi di trazione determinano una progressiva riduzione della resistenza coesiva;
- b) *Friction Strengthening* (FS) \rightarrow la resistenza per attrito si mobilita solo quando la coesione è drasticamente ridotta (calo del 70%), la qual cosa può avvenire anche in seguito ad un lieve accumulo di danno (deformazione anelastica).

Inoltre, Martin (1997) notò, sulla base di prove di compressione monoassiale eseguite su numerosi campioni di roccia, come l'inizio del fenomeno fessurativo corrisponda ad uno sforzo deviatorico $\sigma_1 - \sigma_3$ compreso tra $0.33 \cdot \sigma_{ci} = 0.5 \cdot \sigma_{ci}$. Tale vincolo nei confronti dello sforzo deviatorico può essere scritto sotto forma di equazione (scritta nel piano delle tensioni principali), usando i parametri di Hoek-Brown (Hoek et al., 2002):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{s_b \cdot \sigma_{ci}^2}$$
^[1]

dove si ha quindi $m_b = 0$ (no attrito) ed $s_b \approx 0.11$ (coesione ridotta). L'Eq. 1 denota infatti che il processo di rottura fragile, il quale si verifica nell'intorno delle gallerie profonde, è governato dalla perdita di coesione indotta dallo sviluppo di fessure, in prossimità del contorno di scavo; quanto detto, senza che l'attrito risulti mobilitato in corrispondenza delle superfici interne che ne derivano. Quest'ultima condizione è realistica perché, una volta aperte e in assenza (solo teorica) di vincoli, le fessure tendono ad allargarsi (salvo possibili brevi intervalli di dilatanza negativa).

Si noti, infine, che questo inviluppo di resistenza è applicabile solo quando consideriamo un tipo di rottura fragile, nel senso indicato precedentemente (σ_3 nulla o lievemente positiva), e non quella per trazione (σ_3 negativa), in quanto l'esperienza ci dice che la resistenza a trazione σ_t dell'a. r. verrebbe sovrastimata.

2.2. MECCANISMI DI ROTTURA PROGRESSIVA: SUDDIVISIONE TIPOLOGICA

2.2.1. Rottura per trazione

La resistenza a trazione di un a. r. si può ottenere, nel caso in cui si consideri il criterio di resistenza generalizzato di Hoek-Brown (Hoek et al., 2002), imponendo a tale criterio la condizione $\sigma_1 = 0$:

$$\sigma_{t} = \frac{\sigma_{c}}{2} \cdot \left(m_{b} - \sqrt{m_{b}^{2} + 4s} \right).$$
[2]

L'Eq. 2 rappresenta un valore di trazione monoassiale, ma Hoek (1983) dimostrò che per i materiali fragili (comportamento elastico e rigido, come per il continuo equivalente ad un a. r.) la resistenza a trazione monoassiale coincide con quella biassiale ($\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_t$):

$$\sigma_{\rm t} = -\frac{\mathbf{s} \cdot \sigma_{\rm c}}{m_{\rm b}} \,. \tag{3}$$

La rottura per trazione all'interno di una galleria in roccia si manifesta sotto forma di blocchi in caduta dalla sommità e dalle pareti dello scavo. Porzioni di materiale roccioso, formate dall'intersezione di alcuni sistemi di discontinuità, noti dai rilievi, e gravate dal proprio peso (oltre che da possibili spinte idrauliche), perdono aderenza reciproca e rispetto al substrato meno danneggiato, precipitando nella cavità.

E' chiaro quindi che l'a. r. da cui provengono i blocchi deve essere già notevolmente fratturato (qualità bassa), ossia interessato da discontinuità preesistenti rispetto alla galleria, le quali possono comunque propagarsi e intersecarsi in seguito al sopraggiungere del fronte di scavo, aumentando la probabilità di avere dei crolli.

I primi interventi volti a stabilizzare le superfici di scavo per gallerie in roccia soggette al rischio-crolli sono i tiranti, le reti metalliche e lo *shotcrete*.

2.2.2. Rottura per taglio

La rottura per taglio di un materiale, come noto, consiste nel superamento dell'omonima resistenza τ_r , sia che esso si presenti come una matrice intatta soggetta ad un carico bi/triassiale, sia che contenga già al suo interno uno o più piani di scivolamento. Nel primo caso, l'orientazione del piano di rottura incipiente dipende dai parametri di resistenza (angolo di attrito, nel caso dell'inviluppo di Mohr-Coulomb) e dallo stato tensionale; nel secondo, il cinematismo si manifesterà lungo il piano su cui si genera la combinazione più sfavorevole tra resistenza e sforzo di taglio.

L'inviluppo lineare di Mohr-Coulomb può essere rappresentato anche nel piano delle tensioni principali: proprietà che funge da raccordo tra il criterio non-lineare di Hoek-Brown e il suddetto modello espresso in termini di attrito e coesione⁵.

La linearizzazione dell'inviluppo di rottura per gli a. r. viene infatti adoperata da molti software "geo" per agevolare i calcoli, ma deve essere eseguita sull'intervallo di valori di confinamento caratteristico per ogni specifico problema (ricerca manuale per via analitica o automatica per via numerica), onde evitare di sovrastimare i parametri di resistenza:

$$\sigma_{1} = \frac{2c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi} + \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}\right)\sigma_{3} = \sigma_{c} + N_{\phi} \cdot \sigma_{3}$$
 [4]

D'altra parte, è possibile osservare che per valori elevati di σ_3 l'inviluppo di Hoek-Brown assume un andamento sempre più lineare, tendendo ad un asintoto obliquo.

Il legame costitutivo nel piano sforzi-deformazioni avrà la forma tipica di un comportamento fragile o duttile, a seconda della tensione di confinamento: maggiore è quest'ultima, più esteso sarà il carattere duttile ed incrudente del campione.

Quando ci si trova in uno scenario reale, il meccanismo di rottura a taglio si genera negli a. r. di qualità medio-bassa (fitti sistemi di fratture e superfici di scorrimento), a causa degli alti livelli di tensione che si possono raggiungere in base alla copertura rocciosa posta al di sopra di una galleria.

L'innesco di nuove macro-fratture e lo scorrimento lungo i piani di faglia preesistenti, su cui si raggiungono tensioni tangenziali eccedenti i limiti di resistenza locale, sono dunque la manifestazione fenomenologica della rottura a taglio nei dintorni delle opere di scavo.

L'insieme dei cinematismi, i quali hanno tempi di occorrenza piuttosto lenti (anche di alcuni giorni), determina quello che in ambito ingegneristico viene definito "convergenza del contorno di scavo" o *squeezing*. In pratica si assiste a una riduzione della dimensione di progetto, con conseguente perdita di un certo volume di scavo.

Uno degli aspetti più preoccupanti di questo fenomeno è la possibilità che, a causa di uno stato tensionale anisotropo ($K_0 \neq 1$) e di orientazione complessa rispetto al fronte della galleria (assi principali non allineati localmente con gli assi caratterizzanti il tracciato), la deformazione prodotta al contorno possa essere sia volumetrica sia distorcente.

⁵ Equazioni di Balmer (1952) per $\sigma'_n e \tau_r$ ed equazioni di Hoek et al. (2002) per c e ϕ : determinazione dell'inviluppo di resistenza di Mohr-Coulomb in funzione dei parametri di Hoek-Brown e del principio di minimizzazione dello scarto areale tra l'inviluppo non lineare e la sua linearizzazione nel piano delle tensioni principali su un opportuno intervallo di interesse per le ascisse σ_3 .

Come accennato in precedenza e in aggiunta a quanto detto poc'anzi, si può incorrere nel problema della convergenza anche qualora essa sia indotta da alterazioni di natura chimica e/o fisica della roccia, se interessata da acquiferi profondi⁶, e dal rilascio di sforzi meccanici, in modo tale che, nei dintorni di una galleria, la tensione media (o, equivalentemente, il primo invariante delle tensioni) misurata in seguito al cinematismo sia inferiore a quella che lo precedeva. Questo comportamento viene denominato *swelling*.

Sia ad esempio P un punto sul contorno di una galleria circolare, dotato di coordinate cartesiane {x_P, y_P, z_P} rispetto all'origine O{x₀, y₀, z₀} di un sistema di riferimento arbitrario, ad eccezione dell'asse Z che esprime la direzione locale dell'asse longitudinale di scavo. Si esprime inoltre la posizione di P in coordinate cilindriche, relativamente all'ascissa Z della galleria: pertanto sarà P{r_P, θ_P , z_P}. Il rigonfiamento dell'a. r. potrà quindi avvenire se e solo se, indicando con 1, 2 e 3 gli assi principali in P, omettendo i pedici ad esso riferiti e dati i valori di

$$I_{\sigma, \text{prior}} = [\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3]_{\text{prior}} = [\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z]_{\text{prior}} \rightarrow p_{\text{prior}} = \frac{I_{\sigma, \text{prior}}}{3} [5.1]$$

$$I_{\sigma,\text{post}} = [\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3]_{\text{post}} = [\sigma_r + \sigma_\theta + \sigma_z]_{\text{post}} \rightarrow p_{\text{post}} = \frac{I_{\sigma,\text{post}}}{3}, \quad [5.2]$$

risulta verificato $p_{post} > p_{prior}$.

Per quanto riguarda i sistemi di prevenzione e controllo dei primi effetti di *squeezing* e *swelling* (cedimenti al contorno, sollevamento del suolo e arretramento del fronte), ci si limita a citare i più comuni: *shotcrete* rinforzato, elementi deformabili in acciaio, archi-rovesci o lastre in calcestruzzo armato sul suolo, barre in vetro-fibra immerse nel fronte e nel contorno.

2.2.3. Rottura per *spalling*

Una caratteristica della rottura per gli a. r. fragili in cui vengono realizzate gallerie sono le regioni danneggiate per *spalling*.

Tale fenomeno consiste nella formazione di fessure all'interno dello strato di roccia⁷ con cui confina lo scavo, che si formano in direzione parallela al massimo sforzo di compressione.

L'allargamento delle fessure, quindi, porta la roccia a dividersi in lastre parallele, che possono espandersi in maniera stabile nel tempo (*bulking*) oppure cedere di schianto (*strain-bursting*). Le lastre variano in spessore da pochi millimetri a decine di centimetri e presentano aperture con superficie dell'ordine dei metri quadri.

⁶ Processi di alterazione chimica e/o fisica delle rocce a carico dell'infiltrazione idrica: dissoluzione (sali minerali disciolti in acqua in anioni e cationi), idratazione (assorbimento di acqua senza modificazione chimica), idrolisi (decomposizione dei silicati contenuti nelle rocce a causa della parziale separazione ionica dell'acqua e formazione di nuove molecole e di minerali residuali insolubili).

⁷ Le rocce interessate dallo *spalling* sono policristalline o clastiche (anche dette detritiche): nel primo caso le fessure nascono e si propagano sfruttando le eterogeneità, le discontinuità di deformazione e altre difettosità microscopiche presenti nel reticolo cristallografico; nel secondo, invece, sono le differenze di forma e dimensione tra i granuli che determinano l'innesco del processo.

Lo *spalling* è governato dalla resistenza a trazione interna alla roccia: in condizioni di basso confinamento, come quando si scava una galleria profonda in roccia senza predisporre un immediato rivestimento per garantirne il sostegno, le fessure si estendono parallelamente allo sforzo di compressione dominante, come nei campioni da laboratorio sottoposti a compressione monoassiale (rottura a trazione indiretta). Questo meccanismo interagisce e si alimenta con i sistemi di discontinuità, laddove queste siano presenti.

Alcune gallerie di prova (Martin et al., 1997), caratterizzate da sezioni con dimensioni e forme differenti (circolare, rettangolare, a ferro di cavallo,...), sono state monitorate dal punto di vista dello sviluppo di aree di rottura da *spalling*. I punti in comune tra ciascun caso studiato sono riassunti di seguito:

- il fenomeno di *spalling* inizia approssimativamente quando la tensione tangenziale al contorno raggiunge, in un punto qualsiasi, il valore di $0.4 \cdot \sigma_c$;
- raggiunto tale livello di sforzo, la resistenza dell'a. r. comincia a ridursi e gli strumenti di monitoraggio simico rilevano le prime micro-fratture, che poi si propagano gradualmente nel tempo con il modificarsi dello stato tensionale indotto dall'avanzamento del fronte di scavo (passaggio dal continuo equivalente al discontinuo);
- le fratture, sempre più diffuse e aperte, daranno luogo a lastre di roccia con sviluppo parallelo rispetto al contorno di scavo;
- quando siamo in condizioni di stato tensionale in situ anisotropo $(K_0 \neq 1)$ e in assenza di appositi sistemi di sostegno preliminare, i cunei di rottura, ossia le zone di contorno interessate dallo *spalling*, presentano forma a "V", più o meno ampia;
- la posizione dei cunei dipende dalle tensioni principali nel piano della generica sezione di scavo: infatti si osserva in tutti i casi che le lastre sono pressoché parallele alla direzione della σ_1 locale (di compressione).

Il meccanismo di *spalling* è, come detto, un tipo di rottura intrinsecamente fragile perché riguarda a. r. fragili (qualità e tensioni elevate), ma il processo che ne determina gli effetti macroscopici ha carattere generalmente evolutivo (Diederichs, 2007):

- a) le lastre possono formarsi fino a grande distanza dallo scavo, pur mantenendo la capacità di sostegno del carico in direzione parallela alle fessure (scambio di tensioni tangenziali);
- b) le fessure devono dilatarsi notevolmente prima che possa avere inizio un processo di rottura secondaria (successivo alla fessurazione);
- c) la deformazione, la rottura definitiva per taglio tra le lastre, il rigonfiamento dovuto alle macro-irregolarità superficiali (che impediscono lo spostamento del cuneo di rottura rispetto al substrato di roccia sana) e/o l'intercettamento dei sistemi di discontinuità provocano un rilascio di energia accumulata nelle lastre e nei loro dintorni e determinano un significativo aumento di volume apparente;
- d) la conseguente riduzione degli sforzi tangenziali (rilascio tensionale) può indurre l'espulsione di grandi volumi di roccia precedentemente sfaldata, sotto forma di fenomeni franosi di origine non sismica.

Sia che lo *spalling* si manifesti come aumento di volume alla frontiera di scavo sia che interagisca con le discontinuità e provochi dei crolli di materiale fratturato, questo tipo di rottura fragile sarà profondamente diverso rispetto ai meccanismi di rottura per taglio, che invece affliggono i materiali modellati come mezzi continui equivalenti con comportamento elasto-plastico.

Nell'ambito degli studi condotti per l'inquadramento teorico della resistenza a rottura fragile e per la stima dei suoi effetti, sono stati ricavati modelli sia analitici che numerici.

2.2.3.1. Comportamento elastico

Nel 2005, Diederichs ha sviluppato un criterio di valutazione della suscettibilità alla rottura fragile per *spalling* (contrapposta a quella elasto-plastica per *shearing*) basato sul rapporto tra la resistenza a compressione e la resistenza a trazione della roccia intatta, che equivale sostanzialmente al parametro m_i di Hoek-Brown (Fig. 2.2). Era stato anticipato infatti che il meccanismo di *spalling* è legato a σ_t . Viene inoltre tralasciato l'effetto della tensione di carico σ_1 e si assume che il confinamento laterale σ_3 sia basso (condizioni in prossimità del contorno di scavo).

Maggiore è il rapporto di *Spall Potential* = $\sigma_{ci}/|\sigma_t|$, più dominante sarà lo *spalling*; altrimenti la rottura avverrà per taglio, che si manifesta prevalentemente sotto forma di *squeezing*. La prima condizione riguarda solo lo *spalling* progressivo; mentre le criticità che conducono all'esplosione violenta dei gusci di parete (*strain-burst*) sopraggiungono quando i valori di σ_{ci} sono molto elevati (si parlerà di valutazione del *Rockburst Potential*). Per ottenere σ_{ci} e σ_t , si eseguono i rispettivi test in laboratorio su campioni di roccia intatta prelevati in situ.



Fig. 2.2. Potenziale di *spalling* per i processi di rottura nella roccia intatta, in base alla resistenza a compressione e alla resistenza a trazione. Laddove il potenziale di rottura risulta basso, è probabile che i processi di taglio siano dominanti, con conseguente *squeezing* invece di *bursting*. Lo *spalling* può avvenire in rocce con resistenza inferiore senza *strain-burst* (bassa energia potenziale). (Diederichs, 2007).

Si è osservato come lo *spalling* sia un fenomeno difficilmente verificabile in rocce porose o comunque poco dense. Possiamo tenere conto di questo aspetto ponendo 2100 kg/m³ come limite inferiore di massa volumica per i materiali *spall-prone*.

Per tenere conto del grado di fratturazione e della densità dei giunti interni all'a. r. occorre stimare il GSI. Se risulta GSI > 70 ("roccia buona" = blocchi di grandi dimensioni intervallati da discontinuità sparse), si assume che i giunti non influenzino il comportamento dell'a. r. in condizioni di carico elevato: la rottura avverrà pertanto tramite *spalling* fragile. Viceversa, se sarà GSI < 70 ("roccia povera" = blocchi piccoli con fitti sistemi di discontinuità o matrice eterogenea), il meccanismo di *shearing* sarà dominante e quindi si andrà incontro ad un processo di rottura plastica (inviluppo di Hoek-Brown e GSI per determinare resistenza e deformabilità). Tuttavia, quando sia 65 < GSI < 75 o non si abbiano informazioni inerenti i sondaggi geognostici (regioni molto profonde), è consigliabile effettuare le analisi con entrambi i modelli di comportamento e confrontare i risultati, onde progettare il sistema di sostegno più adatto per assorbire i danni attesi in ciascuno dei due casi.

Una volta individuato il criterio di selezione preliminare per distinguere tra a. r. fragili e duttili, ci si concentra sulla definizione teorica della resistenza meccanica per i sistemi fragili, i quali prima vedono formarsi le microfratture (rottura primaria) e successivamente, quando queste interagiscono, iniziano a manifestare veri e propri cinematismi tra le lastre (rottura secondaria).

1) Lower Bound Field Strength (LBFS), o Damage Initiation

La soglia iniziale di rottura per un a. r. corrisponde all'innesco delle prime fessure, che sono legate alle difettosità e alle eterogeneità presenti nei cristalli del materiale inerte (resistenza a breve termine). Tale soglia è stata individuata da Diederichs (2007), sulla base di precedenti osservazioni empiriche (1991 - 2002), nel 33% ÷ 50% della resistenza a compressione monoassiale σ_{ci} ottenuta in laboratorio per i campioni delle diverse rocce sottoposte al test.

Vi è però una lieve dipendenza della resistenza anche dal livello di confinamento σ_3 , come dimostrato sperimentalmente da molti studiosi, che lo correlano all'inizio del danno. Il grado di dipendenza della soglia di prima fessurazione dal confinamento è stato oggetto di valutazioni controverse, ma alcuni studi autorevoli (es: Brace et al., 1996) affermano che si può stabilire un legame lineare, dove la pendenza è derivabile dall'angolo di attrito di base ϕ_b delle fratture e delle superfici di sfaldamento:

$$\sigma_{1,LBFS} = A \cdot \sigma_{ci} + B \cdot \sigma_3$$
[6]

con A ϵ [0.33; 0.5] e B ϵ [1.4; 2.6] (Brace et al., 1996). Come si può notare, questo approccio di stima della LBFS è simile al criterio sviluppato da Martin et al. (1999) per gli a. r. fragili ($\phi = 0$ o m_b = 0), così come è stato illustrato nel Par. 2.1. Tuttavia, se è vero che entrambi gli approcci sono considerati idonei per stimare il massimo spessore dei cunei di rottura intorno alle gallerie profonde adottando analisi elastiche in 2D o in 3D, nel caso delle analisi anelastiche (rottura per *spalling* progressiva), il criterio della *damage initiation* fornisce risultati più affidabili, in quanto non sovrastima la resistenza a trazione e non sottostima la pendenza dell'inviluppo di resistenza.

2) Upper Bound Field Strength (UBFS), o Crack Interaction

Questo livello di danno corrisponde all'inizio del ramo non lineare per la curva sforzi-deformazioni assiali di un generico campione da laboratorio sottoposto a compressione assiale e confinamento laterale (resistenza a lungo termine). I dati statistici (Diederichs, 2007) hanno evidenziato che la soglia coincide con l'origine dell'interazione tra le fessure che avevano iniziato a formarsi a partire dal livello precedente (LBFS).

La UBFS, a sua volta, è associata ad un determinato aumento di volume per il campione (estensione data dall'apertura delle fessure) e, nel piano delle tensioni principali, corrisponde ad una retta con pendenza legata ad angoli di attrito minimi tra quelli comunemente riscontrabili nelle rocce $(35^{\circ} \div 40^{\circ})$. Ciò potrebbe rappresentare una semplice coincidenza, tuttavia riflette senz'altro il criterio dell'espansione critica proposto da Stacey (1981), nel quale l'inviluppo lineare di rottura (limite dell'espansione laterale) è definito solo in funzione del modulo di Young e del coefficiente di Poisson:

$$\varepsilon_{\rm cr} = \frac{1}{E} [\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_2)]$$
[7]

che per problemi di confinamento assialsimmetrico (distribuzione radiale) diventa:

$$\sigma_{1,\text{UBFS}} = -\frac{\mathbf{E} \cdot \varepsilon_{\text{cr}}}{\nu} + \left(\frac{1-\nu}{\nu}\right)\sigma_3 \,. \tag{8}$$

La precedente relazione può essere riscritta nella forma di Mohr-Coulomb per ottenere l'espressione analitica della UBFS:

$$\sigma_{1,\text{UBFS}} = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} + \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}\right)\sigma_3 = \sigma_{\text{ci}} + N_{\varphi} \cdot \sigma_3 \,. \tag{9}$$

La rottura fragile per *spalling*, secondo Stacey, sopraggiunge quindi in maniera definitiva per stati tensionali eccedenti il suddetto criterio. La possibilità di impiegare questa teoria per derivare anche lo spessore di materiale sfaldato nei dintorni delle gallerie era concreta, per via del fatto che la formazione e la connessione delle macrofratture, tipica della rottura fragile negli scenari naturali disturbati da uno scavo, è controllata dalla coesione dell'a. r. L'attrito, invece, diventa dominante solo quando il danno accumulato ha ormai indotto la formazione di superfici di rottura macroscopiche.

Per tutti gli a. r. non fragili, inoltre, il criterio di rottura per taglio, ossia dominato dall'angolo di attrito sulle superfici di scorrimento, è maggiormente appropriato (Stacey & Page, 1986).

Come è stato spiegato nel Par. 2.1, Martin e Chandler (1994) dimostrarono che la coesione e l'attrito non sono costanti, ma subiscono percorsi inversi durante i processi di carico. Il fatto che i test di laboratorio condotti da Stacey (1981) abbiano indicato il confinamento come un fattore poco incidente sulla crescita delle fessure⁸ significa che di fatto egli aveva già introdotto, alcuni anni prima, un modello simile al CWFS (*Cohesion Weakening - Friction Strengthening*), rivelatosi poi corretto.

Il fatto che l'inviluppo lineare UBFS non presenti pendenze eccessive nel piano delle tensioni principali non è dunque un fatto casuale come si poteva supporre.

Dopo aver testato il suo criterio in laboratorio, Stacey tentò di estenderlo anche agli a. r., come inviluppo di rottura. Mentre però la formula definiva la resistenza a lungo termine dei provini in maniera affidabile, non si può dire lo stesso per le osservazioni sulla roccia presente in situ.

La resistenza alla scala del sito è invece ben rappresentata dalla soglia di innesco delle fessure (LBFS). Secondo Diederichs (2007), questo fatto è dovuto alle condizioni di campo e quindi ai numerosi fattori che concorrono a ridurre la resistenza dalla soglia UBFS (scala di laboratorio) alla soglia LBFS (scala di progetto). I suddetti fattori sono principalmente le discontinuità preesistenti e quelle indotte dall'avanzamento del fronte di scavo senza predisporre un rivestimento di supporto efficace sin da subito, la rotazione delle tensioni e la perdita di confinamento naturale del contorno a causa del suo progressivo *slabbing*.

Nessun modello di calcolo (analitico o numerico) che sfrutti il criterio di Hoek-Brown per derivare l'inviluppo di resistenza di una roccia è in grado di interpolare la totalità dei punti rappresentativi dello stato di sforzo a rottura per i campioni del medesimo materiale sottoposti a prove di compressione triassiale (al netto della varianza campionaria e di possibili *outlier*). Infatti, non avrebbe senso, a livello fisico, immaginare un salto improvviso tra il comportamento delle rocce per livelli di confinamento bassi (rottura fragile – mobilitazione della coesione massima) e quello per livelli elevati (rottura duttile – mobilitazione dell'attrito massimo), come conferma la Fig. 2.3.



Fig. 2.3. Esempio di interpretazione per i dati delle prove in cella di carico triassiale relativi ad un tipo di quarzite molto fragile e friabile. L'inviluppo di forza è stato applicato sia tramite *RocLab*TM (*Rocscience*, 2007) sia su un foglio di calcolo con il criterio di Hoek-Brown (Hoek, 2007), utilizzando lo stesso intervallo di confinamento ($0 < \sigma_3 < 0.5 \cdot \sigma_{ci}$) sulla base dei parametri Hoek-Brown precedentemente calcolati con entrambi i metodi. Anche se questi modelli di calcolo sono simili, i risultati sono chiaramente diversi e, inoltre, non si adattano bene ai valori delle prove eseguite sui campioni. (Kaiser & Kim, 2009).

⁸ Perché, come detto in precedenza, σ_3 fornisce un contributo nei confronti della resistenza σ_1 che è proporzionale all'attrito, il quale è trascurabile fino all'ultimo stadio del processo di rottura (quando i piani di scorrimento sono diffusi).

Non deve sorprendere quindi il fatto che esista in realtà una curva di transizione, la quale collega i due limiti di resistenza, estendendosi tra di loro: tale curva viene definita *spalling limit* (Diederichs, 2007).

In pratica, con questo modello Diederichs ribadisce che l'attrito ha la capacità di contribuire alla resistenza di un materiale in maniera direttamente proporzionale al confinamento trasversale rispetto alla direzione di carico maggiore. Se un elemento è poco confinato resiste principalmente per coesione; dopodiché, una volta raggiunto il massimo carico sostenibile, si fessura e cede di schianto; se invece viene impedita la deformazione laterale libera, prima di giungere definitivamente a rottura (coesione massima già mobilitata), lo sforzo tangenziale agente lungo le fessure dell'elemento dovrà eguagliare l'omonima resistenza data dall'attrito. Il passaggio da una condizione all'altra avviene in modo graduale ed è quindi espresso dalla curva a "S".

Si riporta dunque l'inviluppo completo (Fig. 2.4) definito da Diederichs (2007), che alla luce delle precedenti considerazioni prende il nome di "DISL", ossia *Damage Initiation - Spalling Limit*, correntemente impiegato con successo per condurre analisi su a. r. fragili.



Fig. 2.4. Inviluppo di forza composito, illustrato nel piano delle tensioni principali (2D) per evidenziare le zone di comportamento delimitate dalla soglia inferiore (*damage initiation*), dalla soglia superiore di rottura taglio (*damage interaction*) e dalla curva di transizione (*spalling limit*). (Diederichs et al., 2017).

«Components of this composite curve can be expressed using conventional formulae such as the Hoek-Brown criterion. In this schematic model any stress path that remains below the initiation threshold will be elastic and incur no damage history. A stress path that moves above the initiation threshold at high confinements (to the right of the solid curve) will incur grain scale damage and microseismicity. This zone may even include more significant seismicity as grain scale interlocking asperities on potential discontinuities are damaged and give way. At high confinements, the shear strength reflects the values obtained through laboratory testing. At low confinement and in situ, however, cracks that initiate can easily propagate beyond grain boundaries and form macrofractures. This behaviour results in the familiar spall damage adjacent to excavation boundaries developing at boundary stresses significantly less than the uniaxial yield strength for standard cylindrical laboratory samples.» [Diederichs, 2007].

Al fine di implementare l'approccio DISL negli odierni codici di calcolo, Diederichs ha provveduto dunque a rappresentare le curve inerenti i diversi tratti dell'inviluppo tramite le formule di Hoek-Brown, e quindi ad ottenere i parametri del suddetto modello resistente (Figg. 2.5 e 2.6). Ognuno di questi viene calcolato con riferimento a σ_{ci} e σ_t , oltre che ad una particolare aliquota di carico, indicata con σ_c^* , la quale, per un dato livello di confinamento, corrisponde all'ormai ben nota soglia inferiore di resistenza per l'a. r⁹.

A seconda delle esigenze progettuali, la resistenza a basso confinamento σ_c^* può essere stimata come il peggior valore possibile (*damage initiation* della roccia: $\sigma_{c,di}^* = 0.33 \div 0.5 \cdot \sigma_{ci}$), a favore di sicurezza, o come il peggior valore probabile (*systematic damage* della roccia: $\sigma_{c,sd}^* = 0.7 \div 0.8 \cdot \sigma_{ci}$), più realistico.

La metodologia su cui si basa la stima dei parametri a, s_b ed m_b nasce dalla convergenza tra la teoria di Griffith sulla meccanica della frattura (1924) e uno studio condotto da Hoek nel 1968:

• $a = 0.2 (\sigma_{c,di}^*)$ oppure 0.25 $(\sigma_{c,sd}^*)$;

•
$$s_b = (\sigma_c * / \sigma_{ci})^{1/a};$$

• $m_b = s_b \cdot (\sigma_{ci}/|\sigma_t|)$.

La scelta del valore di a si riflette direttamente sulla gamma di pendenze dell'inviluppo di Hoek-Brown per la *damage threshold*: $0 \div 1.5$ se a = 0.2, oppure $1 \div 2.5$ se a = 0.25.

⁹ La soglia di stress si può misurare attraverso la registrazione delle emissioni acustiche prodotte dalle fessure, dal percorso $\sigma_1 - \varepsilon_3$, oppure (in assenza di qualsiasi dato misurato) attraverso un metodo che la correla empiricamente a σ_{ci} in funzione della classificazione litologica e mineralogica (Diederichs et al., 2004). Tipicamente, per valori di $\sigma_c^* > 0.65$ (stimata con uno dei metodi citati) la rottura per *spalling* non rappresenta comunque un rischio significativo se paragonata a quella per taglio.


Fig. 2.5. Inviluppo di resistenza composito di Hoek-Brown per il granito di Lac du Bonnet (Canada). I due inviluppi inferiori rappresentano le curve estreme per l'intervallo di variazione della soglia di inizio del danno relativa al granito: sono basate sul calcolo della σ_c *, intesa rispettivamente come *damage initiation* (prima fessura) e *systematic damage* (coalescenza e dilatazione delle fessure), le quali riflettono a loro volta il modello di Griffith in 2D (1924, 1968) e 3D (Murrell, 1963). L'intervallo raccomandato per lo *spalling limit*, invece, è basato su rapporti σ_1/σ_3 valutati nel punto di intersezione con la soglia assunta come inizio del danno, che vanno da 7 fino a 10 (Hoek, 1968; Diederichs, 2000; Diederichs, 2007). La curvatura (a = 0,75) è selezionata per garantire un'intersezione ragionevole con il criterio di rottura a lungo termine (UBFS, non presente in questa figura) a livelli di confininamento più elevati; mentre s_b = 0 significa che il contributo della coesione non è più rilevante. Gli inviluppi di resistenza per roccia intatta e a. r. completano il grafico. (Diederichs, 2007).



Fig. 2.6. Inviluppo di resistenza composito (*damage threshold* + *spalling limit* + *long-term lab. strength*) per il granito di Lac du Bonnet (Canada). Le curve di resistenza dell'a. r., derivanti dal criterio convenzionale di Hoek-Brown (Hoek et al., 2002) per GSI = 50, 60 e 70, sono riportate per individuare le zone di possibile sovrapposizione tra gli intervalli di applicabilità di tale criterio (solo per meccanismi di rottura correlati al taglio, come *squeezing* e *swelling*) e del DISL (rottura a trazione/*spalling*/taglio). (Diederichs, 2007).

E' disponibile anche un metodo pratico di valutazione del comportamento a rottura più probabile (Tab. 2.1), in cui si evidenzia la stessa transizione apprezzabile dal grafico precedente.

Strength ratio	GSI < 55	GSI = 55-65	GSI = 65-80	GSI > 80
UCS/T < 9	GSI	GSI	GSI	GSI
UCS/T = 9-15	GSI	GSI	GSI	GSI / DISL*
UCS/T = 15-20	GSI	GSI / DISL*	DISL / GSI*	DISL
UCS/T > 20	GSI	GSI /DISL*	DISL	DISL

Note: DISL, damage initiation - spalling limit (approach for brittle rock); GSI, rock strength calculation based on GSI and Hoek-Brown strength reduction. *Ordering of methods indicates most appropriate

Tab. 2.1. Selezione del modello meccanico, in base al rapporto di resistenza della roccia intatta (σ_{ci}/σ_t) e alla qualità dell'a. r. (GSI). (Diederichs, 2007).

Come detto, Diederichs (2007) cercò di rappresentare il modello resistente DISL attraverso il criterio generalizzato di Hoek-Brown per i diversi intervalli di confinamento (poiché non esiste alcun inviluppo di Mohr-Coulomb o di Hoek-Brown che sia in grado di rappresentare la totalità dei livelli tensionali a rottura per le rocce fragili in funzione del confinamento).

Per inquadrare meglio il comportamento nella zona di tensione dove si ha un dominio dello *spalling* e per esprimere la transizione dalla *damage threshold* alla shear failure, Kaiser e Kim (2009), svilupparono una funzione a "S":

$$\sigma_{1} = k_{2}\sigma_{3} + \sigma_{c,II} + \left[\frac{\sigma_{ci,II} - \sigma_{ci,I}}{1 + e^{\left(\frac{\sigma_{3} - \sigma_{3}^{0}}{\delta \cdot \sigma_{3}}\right)}}\right]$$
[10]

dove i parametri sono definiti in seguito alla costruzione delle rette che interpolano i dati su determinati intervalli di confinamento, desunti empiricamente dalla propagazione delle microfratture (Kaiser & Kim, 2009):

- $\sigma_{ci,I}$ è la resistenza a compressione monoassiale effettiva della roccia intatta (risultato dell'omonima prova in laboratorio);
- k_s è la pendenza della retta interpolante i dati (σ_1 , σ_3), ottenuti dalle prove eseguite in laboratorio per soli valori di σ_3 bassi (rottura per *spalling*) e passante per l'origine ($\sigma_1 = 0, \sigma_3 = 0$);
- $\sigma_{ci II}$ è la resistenza a compressione monoassiale apparente della roccia intatta per livelli di confinamento elevati dove prevale la rottura a taglio (intercetta sull'asse delle σ_1 ($\sigma_3 = 0$) della retta che interpola i dati (σ_1 , σ_3), ottenuti dalle prove eseguite in laboratorio per soli valori di σ_3 elevati);
- k_2 è la pendenza della retta interpolante i dati (σ_1 , σ_3), ottenuti dalle prove eseguite in laboratorio per soli valori di σ_3 elevati (rottura a taglio);
- $\sigma_3^0 = (\sigma_{c,2} \sigma_{c,1})/(2 \cdot (k_s k_2));$ $\delta \cdot \sigma_3 = A \cdot \sigma_3^0 \text{ con } A = [0.1; 0.3].$

«[...] ample evidence has been presented in the recent literature (Diederichs, 2007; Diederichs et al., 2004; Diederichs et al., 2007) that support a bi-linear or bi-nonlinear shape of the failure envelope of rock in the low confinement zone. Kaiser and Kim (2008a, 2008b) revisited Dr. Hoek's data base and showed that the rock strength was typically reduced to the left of a spalling limit of about σ_1/σ_3 = 25 to 20 (for intact rock) or typically for $\sigma_3 \leq UCS^{10}/10.$ » [Kaiser & Kim, 2009].

L'esperienza sui materiali studiati dimostra che vale sempre $\sigma_{ci,II}$ (per rocce molto confinate) > $\sigma_{ci,I}$ (ottenuta in laboratorio): Kaiser e Kim (2009) hanno valutato che $\sigma_{ci,II}/\sigma_{ci,I}$ può rientrare in un intervallo che va da 1 a 3 (in media tra 1.5 e 1.7).

Inoltre, se si ordinano le rocce analizzate con indice di fragilità BI = $\sigma_{ci,I}/|\sigma_t|$ crescente, anche il rapporto $\sigma_{ci,2}/\sigma_{ci,1}$ dovrà aumentare: il criterio a "S", pertanto, è uno strumento di valutazione della fragilità di una roccia in funzione di $\sigma_{ci,II}/\sigma_{ci,I}$. D'altra parte, invertendo causa ed effetto, si ha che rocce più fragili (meno confinate) hanno una resistenza monoassiale meglio definita da $\sigma_{ci,I}$ (ramo inferiore del criterio a "S"); mentre, viceversa, rocce più confinate, che vanno incontro a rottura per taglio, presentano resistenza monoassiale più prossima a $\sigma_{ci,II}$. Ciò significa che, in base al confinamento imposto e quindi alla fragilità attesa, i parametri di progetto per la resistenza della roccia verranno stimati con riferimento al ramo della curva a "S" corrispondente all'intervallo di σ_3 considerato (esattamente come avveniva negli a. r. duttili per la linearizzazione del criterio di Hoek-Brown).

«From practical point of view, the rock strength in the core of pillar (under high confinement) is best described by UCS_{II} while the rock near an excavation at low confinement is best described by UCS_{I} . For rocks with distinct s-shape failure behavior, it is, therefore, more appropriate to consider the confinement range relevant for a given engineering problem before selecting design parameters. As a summary, UCS_{I} would be more relevant for support design, and UCS_{II} would be more suitable for pillar design.» [Kaiser & Kim, 2009].

Considerazioni analoghe valgono anche per gli a. r.; tuttavia, molto lavoro deve ancora essere svolto per capire come ridurre i parametri della funzione a "S" di una roccia intatta al fine di tenere conto della qualità globale dell'a. r. presente in situ.

Gli attuali codici di calcolo (che attuano la regressione lineare) non sono in grado di tenere adeguatamente conto della transizione tra comportamento fragile e duttile all'interno dell'analisi su un continuo equivalente; pertanto, si consiglia di approcciare in modo sistematico l'interpretazione dei dati raccolti in laboratorio e derivare la resistenza meccanica di un mezzo roccioso calcolandone separatamente i parametri sui diversi intervalli di confinamento.

Finora si è discusso solamente di inviluppi di resistenza degli a. r. fragili. Ora, invece, ci si sofferma sulla stima della profondità per le zone fratturate nei dintorni dello scavo (DOF; per un esempio si veda Fig. 2.10) nell'ipotesi di comportamento elastico degli a. r..

Viene fornito un approccio analitico (Figg. 2.7 e 2.8) ottenuto su base sperimentale da Martin et al. (1999). Nonostante l'utilizzo dei parametri fragili di Hoek-Brown sia stato sviluppato da Martin (1995) per blocchi di granito, i risultati sono stati estesi con successo a numerose altre tipologie di a. r., aventi tra loro alcuni punti in comune: rottura indotta da tensioni elevate (superiori alla resistenza locale), matrice da moderatamente fratturata a integra, comportamento fragile. Infatti, poiché in questi casi le discontinuità non sono persistenti

¹⁰ UCS (Unconfined Compressive Strength) = σ_{ci} .

(continuità ridotta) rispetto alla dimensione caratteristica dello scavo (diametro), il processo di rottura locale consiste sostanzialmente in una perdita di coesione, senza mobilitazione di attrito.

«A review of available literature identified eight case histories where the depth and shape of failure around individual tunnels had been measured [...]. These case histories also provided a description of the rock type, σ_{ci} , and the in situ stress state. [...] They represent a wide range of stress, rock-mass conditions, and tunnel geometries yet in all cases a well-developed notch formed. [...] Where the tunnels are D-shaped, an effective tunnel radius is used, [...]. This depth of failure (R_f) [...] has been normalized to either the tunnel radius or effective tunnel radius (a), and the maximum tangential stress (σ_{max}) has been normalized to σ_{ci} . Where the tunnel is D-shaped, the distance from the wall to the equivalent circular shape [...] is not included in the depth of the notch. The data suggest that the depth of failure can be approximated by a linear relationship given as:

$$\frac{R_{\rm f}}{a} = 0.49(\pm 0.1) + 1.25 \frac{\sigma_{\rm max}}{\sigma_{\rm ci}}$$
[11]

where $\sigma_{max} = 3 \cdot \sigma_1 - \sigma_3$ and that failure initiates when $\sigma_{max}/\sigma_{ci} \approx 0.4 \pm 0.1$. [...]. This results in a slight over-prediction of the normalized depth of failure [...] for σ_{max}/σ_{ci} between 0.34 and 0.6. However, the prediction shows a similar linear trend as that measured for the range of damage indexes considered.» [Martin et al., 1999].



Fig. 2.7. Relazione tra la massima tensione tangenziale (normalizzata a σ_{ci} , qui indicata come σ_c) al contorno della sezione di scavo circolare e lo spessore di rottura (normalizzato al raggio della sezione) per diversi casi-studio. [Martin et al., 1999].



Fig. 2.8. Confronto tra la profondità di inizio del danno fornita dall'Eq. 1 (parametri fragili di Hoek-Brown) e profondità di rottura misurata in situ per diversi casi-studio (Eq. 11). [Martin et al., 1999].

Diederichs (2007) suggerisce di normalizzare la massima tensione tangenziale al contorno rispetto alla soglia di LBFS per l'a. r., UCS* = σ_c * (per un dato confinamento), anziché rispetto alla resistenza a compressione monoassiale σ_{ci} . Quanto detto comporta il fatto che si modifichi leggermente la formula del criterio di correlazione lineare, ma in sostanza ne conferma la validità generale:

$$\frac{r}{R} = 0.5 \left(\frac{\sigma_{\text{max}}}{\text{UCS}^*} + 1\right)$$
[12]

dove r è la DOF ed R è il raggio effettivo o equivalente della sezione di scavo. Sempre Diederichs, nel 2010, definisce anche quattro classi di probabilità per il rilascio di materiale fratturato in funzione del rapporto σ_{max}/σ_c^* (materiale stabile, *spalling* minore, rottura moderata, rottura seria). A tal proposito, si veda Fig. 2.9.



Fig. 2.9. Relazione tra spessore di rottura e massima tensione tangenziale al contorno della sezione di scavo per diversi casi-studio (CI = σ_c^*). (Diederichs, 2014).



Fig. 2.10. Cunei di rottura in un tunnel circolare soggetto a *spalling* tensionale (vengono riportate le direzioni delle tensioni principali massima e minima a distanza dallo scavo). (Diederichs, 2007).

In precedenza si era evidenziato il fatto che l'assunzione di Martin et al. (1999) riguardo ai parametri di resistenza di Hoek-Brown ($m_b = 0$; $s_b = 0.11$) comporta l'ipotesi di un processo di rottura al contorno di scavo dominato dalla perdita di coesione (fratturazione dell'a. r.). Questo aspetto implica che il criterio non si possa estendere agli a. r. duttili (dove si ha mobilitazione dell'attrito in prossimità dello scavo e conseguente prevalenza di rottura a taglio) per calcolare la DOF.

2.2.3.2. Comportamento elasto-plastico

Quanto visto sino a questo momento vale per analisi condotte secondo l'ipotesi di comportamento elastico dei materiali coinvolti (rottura immediata al raggiungimento dell'inviluppo di resistenza, quindi al valore di picco). Questo tipo di calcolo riguarda solitamente la fase di progetto preliminare, allo scopo di quantificare in maniera approssimata (e a favore di sicurezza) i volumi di materiale potenzialmente instabili sul contorno di scavo. In molti casi, è comunque necessario confrontare i risultati di questo approccio con quelli dell'ipotesi di comportamento elasto-plastico, o anelastico (ramo di carico nel quale la resistenza aumenta ancora - *strengthening* - o si riduce - *weakening* - prima che si raggiunga la deformazione ultima), quindi con rottura progressiva.

Le analisi, sia elastiche (più rapide, ma meno accurate) che anelastiche (più accurate, ma anche onerose), sono dunque entrambe necessarie per poter stimare lo spessore di roccia danneggiata e tendente al collasso.

A tal proposito, lo *spalling limit* non è solo uno stratagemma teorico per spiegare il passaggio della rottura di una roccia da fragile a duttile, come spiegato in precedenza, ma consente anche di stimare in maniera più precisa la zona fratturata nei modelli elastici delle gallerie profonde, mentre è fondamentale negli analoghi modelli anelastici per ottenere risultati accettabili.

Riguardo ai modelli anelastici (*strain-hardening* o *strain-softening*) è possibile interpretare la *damage threshold* come inviluppo della resistenza di picco

(coesione massima, attrito ridotto), e lo *spalling limit* come inviluppo della resistenza residua (attrito elevato, coesione trascurabile).

La curva di Hoek-Brown per la resistenza di picco (*damage threshold*) si ottiene tramite le stesse formule viste per i modelli elastici, riferendosi al caso di a = 0.25 (σ_c^* valutata per *systematic damage*). Il valore di σ_t è assunto pari a quello della roccia intatta (Diederichs sostiene che, se stimata con Prova Brasiliana – rottura per trazione indiretta – per rocce tendenti a sfaldarsi, è consigliabile ridurre σ_t del 10 ÷ 25%, a discrezione del progettista).

I parametri dell'inviluppo residuo (*spalling limit*), invece, sono costanti assunte in modo empirico:

- $a_{res} = 0.75;$
- $s_{b,res} = 10^{-6};$
- $m_{b,res} = 5 \div 7$ (si usi 6 fino a quando non è disponibile una *back analysis*).

L'inviluppo generalizzato di Hoek-Brown per ciascuna condizione può essere convertito anche nell'equivalente criterio lineare di Mohr-Coulomb (Fig. 2.11).



Fig. 2.11. Parametri di picco e residui utilizzati nell'analisi agli elementi finiti (*RS2*) di un tunnel scavato nella roccia granitica del Lac du Bonnet (Canada). Le frecce mostrano i processi di *strain softening* e di *strain hardening*, i quali si verificano dopo che è stato raggiunto l'inviluppo di picco nominale (soglia di inizio del danno), in base al livello di confinamento. Vengono riepilogati anche i parametri del criterio di Hoek-Brown generalizzato e quelli di Mohr-Coulomb equivalenti ai primi. (Diederichs, 2007).

Per valutare correttamente lo spessore della zona danneggiata (DOF) attraverso i software di calcolo numerico e nell'ipotesi di mezzo continuo equivalente, nei modelli anelastici occorre impostare il parametro m_{dil} , che definisce l'incremento

relativo di volume della roccia (apertura delle fessure interne al cuneo di rottura), in base al grado di sostegno della parete soggetta a *spalling*:

- sostegno nullo o leggero: $m_{dil} = 0.01 \cdot m_{b,res}$;
- sostegno moderato (senza rinforzo): $m_{dil} = 0.1 \div 0.25 \cdot m_{b,res}$.

E' consigliabile condurre l'analisi numerica con entrambe le ipotesi e definire così una gamma di DOF stimata dal software (esempio di risultati per un'analisi numerica disponibile in Fig. 2.12).



Fig. 2.12. Definizione degli indicatori di rottura per il modello DISL in *RS2*: lo strato"A" è elastico, mentre "B" è danneggiato ma non comporta una rottura diffusa. La regione "C" è l'area soggetta interamente a rottura per *spalling* (con possibilità di collasso). (Diederichs, 2005).

In generale, per quanto riguarda gli spostamenti anelastici associati al danno accumulato, le simulazioni numeriche, che utilizzano modelli al continuo per descrivere processi che comportano invece la separazione di punti e l'apertura di fessure, non forniscono risultati affidabili.

Se si desidera utilizzare comunque l'approccio al continuo equivalente, Diederichs (2007) suggerisce di considerare l'approccio del *Canadian Rockburst Research Project* (1996), correlando la DOF e gli spostamenti attraverso un fattore adimensionale di rigonfiamento (*Bulking Factor*) consentito dal sistema di sostegno durante lo *spalling*:

BF =
$$0.3 \cdot e^{\left(-\frac{P}{70}\right)}$$
 [13]

dove P [kPa] è la pressione media esercitata dal sostegno sulla superficie laterale dello scavo. In definitiva, si avrà:

Inoltre, è importante controllare il gradiente di deformazione plastica a taglio (tasso di scorrimento irreversibile) nella roccia fratturata, per capire se questa sia effettivamente in procinto di subire un crollo (*stress path* terminato oltre lo *spalling limit*) o se invece risulti semplicemente danneggiata (*stress path*

compreso tra *damage threshold* e *spalling limit*). L'Eq. 14, infatti, dovrebbe riguardare solo il primo caso.

Recenti studi (Diederichs & Perras, 2016; Diederichs & Cain, 2017) hanno dimostrato infine che è possibile avvalersi dei modelli numerici per valutare in maniera sempre più accurata gli effetti legati allo scavo delle gallerie in a. r. fragili. In generale occorre:

a) dividere in sotto-zone (Fig. 2.13) la fascia di roccia circostante lo scavo che ha superato il limite di deformazione elastica, distinguendole in base al grado di alterazione (proporzionale alla distanza dalla cavità);



Fig. 2.13. Zone di danno mappate tramite l'approccio concettuale DISL di Diederichs (2007), basato sul concetto di perdita di coesione e mobilitazione per attrito, come discusso da Martin (1997), Kaiser et al. (2000), Hajiabdolmajid et al. (2002), Diederichs et al. (2004) e Diederichs (2007), per esempio. Gli stress path di strengthening e weakening che vengono indicati (in alto) rappresentano rispettivamente la perdita di coesione associata alla mobilitazione dell'attrito e la perdita di resistenza. (Diederichs & Perras, 2016; Diederichs & Cain, 2017).

Tension

Compression

b) valutare a mezzo di prove in laboratorio i parametri (*crack initiation stress*, *crack damage stress*, σ_{ci} , σ_t) necessari a costruire l'inviluppo completo di resistenza alla Diederichs (2007) per ciascun materiale (Tab. 2.2);

Modelling method	Peak		Residual		
	Input parameter	Value/equation	Input parameter	Value/equation	
DISL	ap	0.25	a _r	0.75	
	sp	$\left(\frac{CI}{UCS}\right)^{1/a_p}$	s _r	0.001	
	mp	$s_p\left(\frac{UCS}{ T }\right)$	mr	6-12	

Tab. 2.2. Parametri a, s, e m per un materiale roccioso indicati in forma modificata per l'approccio DISL (Diederichs, 2007); gli indici p e r stanno rispettivamente per valore "di picco" e di "residuo". (Diederichs & Perras, 2016).

c) eseguire le analisi numeriche sui modelli (imponendo le condizioni al contorno e applicando lo stato tensionale in situ) e interpretare i risultati (tensioni principali, deformazione volumetrica e distorcente per istanti successivi di un'analisi multi stage su un modello 2D, che simula l'avanzamento del fronte in uno scavo 3D) per punti allineati lungo una o più direttrici uscenti dal contorno della galleria (Fig. 2.14);



Fig. 2.14. Risultati numerici per l'andamento dello *stress path* (a) e della deformazione volumetrica (b) per ogni stadio di avanzamento dello scavo in roccia, corrispondente alla progressiva riduzione del confinamento (metodo discusso da Vlachopoulos e Diederichs (2014) per simulare l'avanzamento di uno scavo tridimensionale in un ambiente di calcolo bidimensionale). Variazione delle caratteristiche tenso-deformative per il materiale roccioso rispetto alla distanza dalla superficie di scavo nelle diverse zone di danno (c). (Diederichs & Perras, 2016).

 d) riconoscere lo spessore delle fasce di danno definite in precedenza e testarne la corrispondenza con le formule empiriche di Diederichs e Perras (2016) (Fig. 2.15);



Fig. 2.15. Risultati della modellazione di un materiale roccioso con rapporto tensionale in-piano di $K_{Hh} = 2$. Vengono anche indicate le funzioni che meglio definiscono l'estensione delle diverse zone di danno. (Diederichs & Perras; 2016).

e) valutare l'effetto di un cambio di sezione o di un'analisi condotta su un modello 3D (anziché 2D) rispetto alla distribuzione delle zone di danno (possibili *baggage zones*, ossia "cuscinetti" di roccia intatta compresi tra la superficie e la roccia più interna e danneggiata) (Figg. 2.16, 2.17 e 2.18).



Fig. 2.16. Fasce di rottura per tensioni normali e di taglio ottenute da un modello in *RS2*. *Da sinistra a destra*: il tunnel a sezione rettangolare, a sezione rettangolare con angoli arrotondati di 0.5 m e il tunnel con sezione a forma di "ferro di cavallo" sono stati modellati utilizzando un rapporto di sollecitazione in piano $K_{Hh} = 2$ con criterio di rottura di Hoek-Brown. Si noti che i primi due casi presentano zone di danno simili sia nella corona e sia nel fondo-scavo. (Diederichs & Cain, 2017).



Fig. 2.17. Comportamento di un a. r. modellato con criterio di Hoek-Brown al variare della distanza dalla superficie di scavo per un tunnel rettangolare (*in alto*) e per un tunnel con corona arcuata (*in basso*). (Diederichs & Cain, 2017).



Fig. 2.18. Confronto tra zona di danno e *baggage* per l'analisi 2D (*a sinistra*) e 3D (*a destra*) di un tunnel rettangolare utilizzando un rapporto $K_{Hh} = 2$, una profondità di 700 m e il modello DISL con parametri di Hoek-Brown. (Diederichs & Cain, 2017).

Confrontando poi i risultati con la capacità di spostamento di tiranti e chiodi, si determina la tipologia, il numero e la spaziatura adeguata di questi e degli altri eventuali elementi di supporto (reti e *shotcrete*) da inserire sulla frontiera di scavo per garantirne la stabilità, a breve e a lungo termine.

2.3. MECCANISMI DI ROTTURA VIOLENTA: IL FENOMENO DEI *ROCKBURST*

2.3.1. Definizione

Il comportamento fragile nella forma di *spalling* può manifestarsi in modo rumoroso; tuttavia, spesso non produce effetti negativi immediati sulla sicurezza o sulle operazioni di scavo. In particolare, è possibile sia prevedere che quantificare lo *spalling* tramite gli odierni strumenti conoscitivi messi a disposizione dalla Meccanica delle Rocce (vedere Par. 2.2.3); mentre, per quanto riguarda i *rockburst*, essi sfuggono a queste leggi o, meglio ancora, richiedono ulteriori approfondimenti.

Diverse definizioni sono state date circa il concetto generale di "*rockburst*"; tra le tante, ne sono state selezionate alcune, qui riportate:

«damage to an excavation that occurs in a sudden and violent manner and is associated with a seismic event.» [Kaiser et al., 1996];

«explosive failures of rock which occur when very high stress concentrations are induced around underground openings.» [Hoek, 2006];

«A sudden and often violent breaking of a mass of rock from the walls of a tunnel, mine, or deep quarry, caused by failure of highly stressed rock and the rapid or instantaneous release of accumulated strain energy. It may result in closure of a mine opening, or projection of broken rock into it, accompanied by ground tremors, rockfalls, and air concussions.» [U. S. Bureau of Mines, 1996];

«Loss of continuity of the production process of the mining operation, caused by the rupture and instant projection of the rock mass, associated with a seismic event.» [CODELCO-Chile, 2008].

Alcune di queste definizioni hanno carattere causale o consequenziale, ossia risaltano i possibili motivi scatenanti (eventi sismici, tensioni elevate, accumulo di energia di deformazione) oppure gli effetti macroscopici (rottura esplosiva, improvvisa caduta e/o proiezione di frammenti di roccia finanche a occludere la cavità, scosse, onde d'urto) e i provvedimenti necessari (interruzione e ripristino del sistema produttivo); altre sono una combinazione dei suddetti aspetti.

Nel corso del presente paragrafo verrà analizzata in maniera generale la problematica dei *rockburst*, in conformità con le fonti più autorevoli di divulgazione scientifica che, tra la fine del secolo scorso e l'inizio di quello attuale, hanno affrontato questo tema. Tra esse spiccano il *Canadian Rockburst Support Handbook* (CRSH - Kaiser et al., 1996), pubblicazioni di Diederichs (2005 ÷ 2014) e alcuni lavori recentemente completati da professionisti e consulenti interni a GEODATA *Engineering* (Russo, 2014; Ebrille et al., 2017). Lo scopo è quello di individuare prima le cause e successivamente i meccanismi di rottura; quindi illustrare i metodi di valutazione del rischio di *rockbursting* e, infine, descrivere sommariamente gli interventi di prevenzione e/o controllo dell'instabilità sul contorno di scavo.

2.3.2. Cause di innesco

Ogni volta che si verifica un *rockburst* all'interno di una galleria, di norma, bisogna appurare la causa che lo ha originato. Le possibilità, in questo senso, sono tre¹¹:

2.3.2.1. Strain-burst

La deformazione eccessiva di un certo volume di roccia intatta, localizzato nelle immediate vicinanze della galleria, produce una violenta esplosione, con associato evento sismico di intensità proporzionale alla quantità di materiale coinvolto (causa primaria = deformazione volumetrica; causa secondaria = sismicità).

La rottura sopraggiunge in seguito alla combinazione di due fattori:

- Le tensioni (domanda) superano localmente la resistenza (capacità) dell'a. r., sia esso dotato o privo di elementi di supporto al contorno di scavo. Tale passaggio si giustifica tramite un'improvvisa crescita delle tensioni (*blast* nelle vicinanze) o un rapido calo della resistenza (*weakening* considerevole per livelli deformativi elevati; perdita di confinamento naturale).
- L'energia meccanica accumulata dalla zona a rischio di rottura è l'area del grafico sforzi-deformazioni (o forze-spostamenti) compresa tra la curva riferita al suddetto materiale in fase di scarico (post-picco) e la curva del sistema roccioso circostante che preme su di esso (Fig. 2.19). In pratica, nel ramo di scarico tensionale, quanto più bassa è la rigidezza della fascia interna (*loading rock mass tunnel system*) rispetto a quella (costante) della roccia esposta (*failing rock*), tanto più violento sarà il rilascio dell'energia e quindi la rottura di quest'ultima (Jaeger & Cook, 1969; Brady & Brown, 1993).



Fig. 2.19. Rigidezza relativa in fase di scarico per la zona fratturata rispetto al sistema composto da galleria e a. r. circostante. (Diederichs, 2005).

¹¹ Nelle miniere, oltre alle tipologie citate, è possibile avere anche fenomeni conosciuti come *pillar rockburst*, ossia esplosioni e crolli di roccia indotti da un eccesso di carico sugli elementi verticali di sostegno che caratterizzano le cavità sotterranee destinate all'attività estrattiva. In questo caso dunque, l'origine del fenomeno sarà di natura tensionale.

Per completezza viene definita un'ulteriore sotto-classificazione degli *strain-burst* (Tab. 2.3):

Strainburst types	Features	Energy
Self-initiated	Gradual weakening of rock mass; relatively soft loading/mining system	Related to strainburst intensity (local stress- strength conditions)
Mining induced	Induced deformations/strains change local stress reaching the rock strength	Related to strainburst intensity (local stress- strength conditions)
Seismically triggered	Self-inititiated or Mining induced triggered by remote seismic event	Mainly related to strainburst intensity (local stress-strength conditions)
Dynamically Ioaded	Remote seismic event augments strainburst intensity: -Depth of Failure deepening -Ejection for energy transfer	Mainly from remote seismic event

Tab. 2.3. Suddivisione logica degli *strain-burst* basata sulle caratteristiche fenomenologiche e sulla posizione della sorgente di energia. (Russo, 2018).

2.3.2.2. Fault-slip rockburst (o remotely triggered rockburst)

L'energia rilasciata in seguito ad un evento sismico remoto si propaga e genera carichi dinamici nell'a. r., arrivando a coinvolgere anche il contorno dello scavo, dove provocherà danni (fessurazione, instabilità strutturale, espulsione violenta di frammenti, scosse e crolli associati) proporzionali all'intensità dell'evento stesso e quindi alla dimensione della sorgente sismica (causa primaria = propagazione di energia sismica; causa secondaria = carico dinamico).

2.3.2.3. *Rockburst* indotti dalle operazioni di scavo

La realizzazione di gallerie o miniere è un tipo di progetto con durata generalmente pluriennale; la qual cosa si riflette sul comportamento degli a. r. nelle zone adiacenti al tracciato di scavo in fieri. In particolare, avverrà che lo stato tensionale e la resistenza meccanica potranno cambiare non solo da punto a punto, ma anche nel tempo, causa la ricerca continua di equilibrio da parte del sistema (dissipazione dell'energia in eccesso). Le alterazioni più marcate avranno luogo soprattutto nelle zone dove l'attività ingegneristica è temporaneamente più intensa. Tra le varie modalità con cui l'a. r. perviene a rottura, in un certo arco di tempo e in determinate zone maggiormente critiche, vi è senz'altro anche il *rockbursting*.

A seconda delle fasi di lavoro si può incorrere in diversi processi di rottura violenta. Infatti, appena dopo un *blast* (pochi secondi ÷ poche ore) si registrano *strain-burst* nei dintorni della volata, prodotti dalla concentrazione localizzata di

sforzi molto elevati (ridistribuzione improvvisa delle tensioni), senza però scosse sismiche rilevanti (poca energia accumulata: $M_N^{12} < 2$).

Successivamente (alcune ore \div pochi giorni), l'energia di deformazione che si accumula sul contorno dello scavo potrà dar luogo a rilasci improvvisi della stessa, con espulsioni e crolli di materiale accompagnati da una sismicità moderata (M_N = 2 \div 3.5).

Infine (alcuni giorni – settimane/mesi), in base alla velocità con cui procede il cantiere e alle caratteristiche strutturali dell'a. r., le modifiche locali degli sforzi si rifletteranno su volumi sempre più grandi, interessando varie superfici di discontinuità, le quali, se non sono già attive, possono trasformarsi in sorgenti sismiche o semplicemente interagire con gli scavi, creando nuovi gradi di libertà per lo scorrimento lungo antiche faglie. Gli scuotimenti avranno ordine di grandezza ancora superiore alla fase precedente ($M_N = 3.5 \div 4$) e saranno responsabili di eventuali *rockburst* localizzati in diverse aree della galleria.

2.3.3. Meccanismi di rottura

In base alle osservazioni effettuate su molti casi studio (Kaiser et al., 1996), è emerso che i meccanismi di rottura per *rockbursting* sono ricollocabili in tre diverse categorie (Fig. 2.20):

- rigonfiamento della roccia dovuto alla fessurazione;
- proiezione di massi dovuta al trasferimento di energia sismica;
- caduta di massi indotta dallo scuotimento sismico.



Fig. 2.20. Meccanismi di rottura per rockbursting. (Kaiser et al., 1996).

Sebbene esistano fenomeni anche misti (combinazione dei suddetti meccanismi), i fatti hanno dimostrato che la loro occorrenza è piuttosto rara. E' quindi ragionevole discutere separatamente le modalità di rottura sopra citate.

¹² Magnitudo di Nuttli: $M_N = 0.65 \cdot \log_{10}(M_0/G) + 1.48$; dove M_0 [GN·m] è il momento sismico (eventualmente solo del gruppo prevalente tra onde-P e onde-S) e G [GPa] è il modulo di rigidezza a taglio stimato per l'a. r..

2.3.3.1. Rigonfiamento della roccia dovuto alla fessurazione

Questo primo meccanismo, spesso, risulta intrinsecamente legato allo *spalling*, perché è funzione delle caratteristiche qualitative e tensionali dell'a. r. attraversato dallo scavo. Quando infatti la resistenza meccanica viene superata localmente dalle tensioni al contorno, la rottura può avvenire in modo progressivo (*spalling*, o *bulking* senza espulsione di frammenti), se l'energia di deformazione viene dissipata nel tempo e se è previso un sistema di sostegno adeguato, o improvviso (*bulking* con espulsione di frammenti). In entrambi i casi si parlerà di fenomeno auto-indotto.

Altre volte però, sono i *blast* o le scosse sismiche remote a risultare responsabili delle fratture che, allargandosi, determinano l'espulsione dei cunei di rottura.

La probabilità di andare incontro a *bulking* dipende, come accennato, dal sistema di sostegno: se questo è assente o si ha l'interazione di più volumi danneggiati che spingono sul rivestimento la rottura violenta è prevedibile; mentre, se il supporto è consistente, può essere evitata qualsiasi lesione. Tra queste due situazioni estreme esistono molte misure intermedie di deformazione al contorno.

L'intensità dell'evento *rockburst* è proporzionale allo spessore della lastra o dell'anello di roccia fratturata.

2.3.3.2. Proiezione di massi dovuta al trasferimento di energia sismica

Il secondo meccanismo di rottura è sempre determinato da scosse sismiche, che si manifestano a distanza dal contorno di scavo (alcuni diametri). L'energia meccanica rilasciata dalla sorgente del sisma (faglia, discontinuità geologica) si propaga attraverso l'a. r. fino a coinvolgere le gallerie. Le zone fratturate (causa giunti naturali o disturbo indotto dallo scavo), talvolta rigonfiate (accumulo di energia di deformazione), ma complessivamente stabili, presenti sulla superficie libera vengono espulse (*ejected*) violentemente per l'arrivo improvviso di un'onda sismica.

La velocità (generalmente compresa tra 0 e 10 m/s) con cui si distaccano i blocchi dipende dall'intensità della scossa e dalla distanza della sorgente rispetto alla sezione del tunnel.

Non è da scartare l'ipotesi che si abbia una sorta di "catena sismica", ossia eventi correlati a distanza sempre minore dalla galleria, con effetti facilmente intuibili sulla probabilità di avere *rockburst* per proiezione di massi.

2.3.3.3. Caduta di massi indotta dallo scuotimento sismico

A differenza della tipologia precedente, le onde sismiche non sono dominanti nel fenomeno della caduta massi; tuttavia lo scuotimento indotto da una certa sorgente, combinato con la gravità, innesca il distacco di porzioni di materiale che hanno ormai perso coesione rispetto al contorno della galleria (perdita di resistenza) e, in caso di assenza o di poca consistenza del rivestimento artificiale, crollano nella cavità. Quindi, per sua stessa natura, il *rockfall* (evento originato da un disturbo di tipo dinamico: sisma o *blast*) viene spesso confuso con la caduta di blocchi in condizioni statiche (*weight driven*).

2.3.4. Valutazione della pericolosità

La pericolosità di un ambiente sotterraneo nei confronti del fenomeno di *rockbursting* è la probabilità che, in un determinato intervallo di tempo e in una data sezione, possa verificarsi un'esplosione della roccia ivi presente, con una certa violenza.

Gli elementi che determinano tale probabilità sono quindi tre: tempo, posizione e intensità; se sul primo le incognite sono ancora molte - e il presente Elaborato ha come obiettivo quello di valutare se sarà possibile eliminarne alcune - la collocazione e la portata di un evento *rockburst* sono oggetto di studi approfonditi già da diverso tempo (indipendentemente dalla sismicità di un sito).

Appare giusto, quindi, riepilogare i parametri caratteristici del problema, per poi affrontare l'analisi di pericolosità tramite alcuni metodi di stima del danno alle pareti di scavo. Per questo particolare fenomeno, infatti, è impossibile separare concettualmente la severità dell'evento (intensità) dal danno causato (rottura).

2.3.4.1. Potenziale di *rockburst*

Per appurare quali siano le sezioni più critiche nei confronti del *rockbursting* è necessario effettuare innanzitutto indagini accurate sulla litologia e sulla struttura che caratterizza un determinato sistema roccioso: la post-elaborazione dei dati grezzi consentirà di stimare il peso specifico, la resistenza a compressione e a trazione della roccia intatta e il GSI, suddividendo il tracciato di scavo in zone rilevanti in senso geotecnico.

Limitandosi alle zone caratterizzate da a. r. di qualità elevata (GSI > 55), si può utilizzare il criterio di Diederichs (2005) - come spiegato nel Par. 2.2.3 - per definire la suscettibilità ai *rockburst* in funzione dei parametri di resistenza a compressione e a trazione della roccia intatta, ossia $\sigma_{ci} \in \sigma_t$ (Fig. 2.21).



Fig. 2.21. Potenziale di *spalling* nei processi di rottura della roccia intatta in base alla resistenza a compressione e alla resistenza a trazione. Laddove il potenziale di *spalling* risulta basso, è probabile che dominino i processi di *shearing failure*, con conseguente *squeezing* (invece del *rockbursting*). (Diederichs, 2007).

L'approccio di Diederichs (2005)¹³ definisce quindi i parametri di resistenza che incidono sulla predisposizione di un a. r. ad essere soggetto a *rockbursting*, o *Rockburst Potential*; tuttavia, non è sufficiente per comprendere l'intensità dell'evento, ossia l'entità materiale del danno associato.

2.3.4.2. Metodi di stima della severità

Vengono ora illustrate due metodologie pratiche per la stima del danno provocato da un generico evento *rockburst*. I risultati di ciascun approccio sono da confrontare con i cosiddetti "livelli di severità" (evento minore, moderato, severo), definiti da Kaiser et al. (1996) nel CRSH e distinti tra loro in base allo spessore di roccia espulsa (Fig. 2.22).



Fig. 2.22. Livelli di severità per un evento rockburst. (Kaiser et al., 1996).

Per i vari meccanismi di rottura descritti in precedenza sono inoltre evidenziati (Tab. 2.4) gli intervalli di variazione, relativi a ciascun livello di severità, di:

- peso dei blocchi, normalizzato rispetto alla superficie da cui è avvenuto il distacco [kN/m²];
- restringimento del contorno (ipotesi: presenza di supporto) di scavo [mm];
- velocità di proiezione dei blocchi [m/s];
- energia cinetica specifica che viene liberata in seguito all'esplosione $[kJ/m^2]$.

¹³ Prima ancora della valutazione per il potenziale di *rockburst* (Diederichs, 2005), nel 1999 Martin pubblicò i risultati di un'analisi grafica, basata sulle osservazioni dei danni rilevati in situ da Hoek e Brown (1980) per alcuni casi-studio. In essa viene evidenziato il fatto che la difficoltà di realizzare sistemi di sostegno efficaci per le gallerie in roccia è direttamente proporzionale al rapporto tra la massima tensione tangenziale al contorno di scavo σ_{max} (o, in alternativa, la tensione principale massima σ_1) e la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta σ_{ci} . L'innesco della rottura fragile si manifesta per $\sigma_{max}/\sigma_{ci} \approx 0.45$ (prima: comportamento elastico), mentre le condizioni di *rockbursting* sopraggiungono quando $\sigma_{max}/\sigma_{ci} \approx 1.6$ (oltre: supporto estremamente difficile). Tuttavia, la geometria della sezione di scavo è in grado di modificare sensibilmente le diverse soglie per la difficoltà di sostegno attesa.

Damage	Damage	Cause of rockburst	Thickness	Weight	Closure*	νe	Energy
mechanism	severity	damage	[m]	[kN/m ²]	[mm]	[m/s]	[kJ/m ²]
Bulking	Minor	highly stressed rock	< 0.25	< 7	15	< 1.5	not critical
without	Moderate	with little excess	< 0.75	< 20	30	< 1.5	not critical
ejection	Major	stored strain energy	< 1.5	< 50	60	< 1.5	not critical
Bulking	Minor	highly stressed rock	< 0.25	< 7	50	1.5 to 3	not critical
causing	Moderate	with significant	< 0.75	< 20	150	1.5 to 3	2 to 10
ejection	Major	excess strain energy	< 1.5	< 50	300	1.5 to 3	5 to 25
Ejection by	Minor	seismic energy	< 0.25	< 7	< 150	> 3	3 to 10
remote	Moderate	transfer to	< 0.75	< 20	< 300	> 3	10 to 20
seismic event	Major	jointed or broken rock	< 1.5	< 50	> 300	> 3	20 to 50
Rockfall	Minor	inadequate strength,	< 0.25	<7g/(a+g)	na	na	na
	Moderate	forces increased	< 0.75	<20g/(a+g)	na	na	na
	Major	by seismic acceleration	< 1.5	<50g/(a+g)	na	na	na

 v_{ℓ} is the velocity of displaced or ejected rock; a and g are seismic and gravitational accelerations

* closure expected with an effective support system

Tab. 2.4. Meccanismi di danno suddivisi in base alla severità del danno previsto e allo spessore (volume o peso) di roccia fratturata che deve essere controllato dal sistema di sostegno. Inoltre, si collega il tipo e la severità del danno da *rockburst* alla deformazione attesa sulla superficie di scavo e all'energia cinetica coinvolta. (Kaiser et al., 1996).

Tali parametri saranno utili al fine di progettare un adeguato sistema di sostegno, frutto della combinazione di più elementi scelti tra quelli a disposizione, ciascuno dei quali dotato di una certa funzione di supporto.

I due metodi di stima per la severità del danno da rockbursting sono i seguenti.

✤ Approccio di Diederichs (2005 ÷ 2016)

Come primo aspetto, è necessario che venga valutato l'indice di fragilità (*Brittle Index*), inteso come rapporto $BI = \sigma_{ci}/\sigma_t = UCS/T = m_i$. Tale valore definisce la suscettibilità a *spalling* e, qualora sia superiore a 8, anche nei confronti del *rockbursting*, in funzione di σ_{ci} (vedere Tab. 2.5 e Fig. 2.23). Infatti, all'aumentare della resistenza a compressione monoassiale (e della rigidezza) di una roccia si avrà anche una crescita della sua capacità di stoccaggio nei confronti dell'energia di deformazione (area del grafico σ - ϵ), responsabile della successiva rottura.



Tab. 2.5. e Fig. 2.23. Suscettibilità della roccia a *spalling* e a *rockbursting*. (GDE, 2017).

E' stato inoltre definito un indice di danno $DI = \sigma_{max}/\sigma_{ci}$ o σ_{max}/CI , dove CI (*Crack Initiation*) è la tensione di prima fessurazione UCS* = $0.33 \div 0.5 \cdot \sigma_{ci}$. Sulla base delle osservazioni effettuate per numerosi casi reali, Diederichs (2007) ha stabilito una correlazione empirica tra DI = UCS* e la DOF = r (Fig. 2.24), ispirata alla precedente versione di Martin et al. (1999).



Fig. 2.24. Rapporto tra profondità di rottura e massimo sforzo tangenziale al contorno di scavo per diversi casi-studio. (Diederichs, 2007).

Si noti che fino a questo momento non sono stati considerati né lo stato di sforzo in situ né le condizioni di confinamento della galleria, che si assume limitato come in prossimità di uno scavo non rivestito.

A tal proposito ora si aggiungono le seguenti considerazioni:

«The effective stress path, itself, from in situ to tunnel wall or face conditions can determine the sequence and intensity of energy storage and release. Rock that is stressed at high confinement and then deconfined has a greater potential for bursting than a rockmass that is generally deconfined prior to directional loading.» [GDE, 2017].

«It is important to remark that the fitting curve (Fig. 2.23), is highly conservative and represents the maximum likely depth of damage in an unsupported tunnel. It is likely that a tunnel with moderate support would experience as little as half of the predicted failure (rock material released) from the plot above.» [GDE, 2017].

Il *bursting* è stato valutato come meccanismo di rottura più probabile per zone al contorno delle gallerie in cui lo *stress path* interseca l'inviluppo di resistenza dell'a. r. a destra della σ_3 critica (intersezione tra le curve di *damage threshold* e *spalling limit*, entrambe rappresentate in nero nella Fig. 2.25), ossia per livelli di confinamento elevati in a. r. a comportamento *strengthening*.



Fig. 2.25. Il *burst potential* dipende dall'accumulo di energia meccanica e gli effetti che si possono manifestare variano in base allo *stress path*. (Diederichs, 2014).

Come veniva indicato nella Fig. 2.19 poi, «Once stored strain energy (as a function of in situ stress path and geomechanical properties), the severity of rockburst is related to the amount of the released excess energy: consequently it depends on rock brittleness and particularly to the stiffness of the excavation system. The most severe rockburst result usually related to system stiffness lower than the post-peak rock mass stiffness. Therefore, for example the vicinity/interference of some weak zone as a fault can reduce the excavation stiffness and increase the excess energy that can be released.» [GDE, 2017].

Di seguito (Tab. 2.6) viene riportato un quadro riassuntivo che permette di accostare la classificazione di Diederichs et al. (2010) per i *rockburst*, con l'energia cinetica unitaria rilasciata dagli stessi (CRSH), limitatamente al caso del meccanismo di rottura che prevede il rigonfiamento con proiezione di blocchi associata.

Hazard for brittle rock mass ^(a)	Minor spalling	Moderate overbreak	Severe overbreak	Very severe overbreak ^(d)
σmax/UCS (b)	0.4÷0.6	0.6÷0.8	0.8÷1.0	>1.0
DOF/a (max) ^(c) (≈)	0.25	0.50	0.75	>0.75
Energy (kJ/m ²)	<5	5÷10	10÷(25)	(>25)
(indicative for Bulking causing eiection)	low	moderate	high	v.high to extreme

(a) Diederichs, 2010;

- ^(b) σ_{max} ≈ 3-σ₁-σ₃ (+Δσ) where σ₁,σ₃ are principal stresses in tunnel plane and Δσ is the eventual increment given by low frequency shear waves from a remote seismic event triggered by the tunnel excavation (for example a fault-slip, etc.). This type of events needs to be controlled and quantified by an adequate monitoring system. According to CRRH (1996) the max Δσ=4-ppvs-p-V₂ where ppvs = peak particle velocity of shear waves; Vs= propagation velocity of shear waves; p= rock mass density.
- (c) Martin et al., 1999: the depth of failure DOF is defined as the depth measured from a circle or circular arch circumscribing the excavation to unstable or potentially unstable rock. The normalised depth of failure DOF/a, depth of failure df normalised to the tunnel radius a, can be obtained from the well established semi-empirical relationship between the depth of failure of stress fractured ground and the stress level (Kaiser, 2006, based on Kaiser et al., 1996; Martin et al., 1999): DOF/a=1.25-(grmax/UCS)-0.51 with a=tunnel radius.

(d) Very sever overbreak class has been added with respect to the original formulation.

Tab. 2.6. Classificazione per la severità del danno provocato da un evento *rockburst*. (GDE, 2017).

✤ Approccio di GEODATA Engineering (2017)

Questa metodologia permette di stabilire in maniera razionale il comportamento a rottura di uno scavo in a. r. fragile (fase di progetto preliminare) e di definire una strategia per realizzare il sistema di sostegno al fronte in funzione delle caratteristiche geomeccaniche riscontrate (fase di costruzione).

Il potenziale meccanismo di rottura al contorno viene valutato attraverso un percorso logico, che si articola tramite i seguenti quattro passaggi (Russo, 2014):

- Graf. I. Stima della tessitura per l'a. r.: si valuta il GSI in funzione del volume dei blocchi, Vb [dm³], e delle condizioni dei giunti, jC;
- Graf. II. Stima della resistenza a compressione dell'a. r.: si esegue il calcolo di σ_{cm} [MPa] in base al GSI e alla resistenza a compressione della roccia intatta σ_c [MPa];
- Graf. III. Stima della capacità dell'a. r.: calcolo dell'Indice di Capacità (*Competency*) IC in funzione di σ_{cm} [MPa] e del ricoprimento presente sopra la calotta della galleria, H [m], che è indicativo dello stato tensionale in situ;
- Graf. IV. Stima del comportamento dello scavo: valutazione del meccanismo di rottura e della severità dell'evento in base alla capacità dell'a. r., IC, e alla sua capacità di auto-portanza, espressa dall'indice RMR.

«Based on this preliminary analysis, the tunnel design can consequently focus on the detected potential problems, implementing with the required detail the most adequate methods of analysis and calculations.» [GDE, 2017].

La procedura è stata formulata, riportata in forma grafica (2008) e revisionata (2014) da Russo; il risultato è il cosiddetto GDE *Multiple Graph* (Fig. 2.26, senso di lettura orario).



Fig. 2.26. GDE *Multiple Graph* per la valutazione preliminare del comportamento allo scavo. (Russo, 2014).

2.3.5. Sistemi di prevenzione e sostegno

Le informazioni inerenti i sistemi di sostegno per le pareti laterali e per il fronte di una galleria profonda sono tratte dal CRSH (Kaiser et al., 1996) e dall'aggiornamento del GDE *Multiple Graph Method* (Russo, 2014).

2.3.5.1. Funzioni e caratteristiche di supporto



Fig. 2.27. Funzioni principali degli elementi di supporto in gallerie profonde. (Kaiser et al., 1996).

Il singolo elemento di supporto può assolvere a una o più delle seguenti funzioni (Fig. 2.27), nei confronti della superficie su cui viene installato.

Rinforzo dell'a. r. (esempio in Fig. 2.28)

L'elemento di supporto aumenta il livello effettivo di resistenza dell'a. r., o ne previene il degrado, consentendogli di autosostenersi. In questo modo la probabilità di avere un danno conseguente a *rockbursting* si riduce, perché diminuisce la vulnerabilità dell'ambiente di scavo. Anche se non è possibile prevenire del tutto certi eventi particolarmente intensi, la presenza di elementi di rinforzo consente all'a. r. di controllare l'aumento di volume (*bulking*), quindi l'apertura delle fessure e, conseguentemente, di sfruttare al massimo l'attrito tra i blocchi e la coesione dell'a. r., ritardando così la rottura definitiva delle zone a maggiore rischio.



Fig. 2.28. Armature completamente cementate per il rinforzo dell'a. r.. (Kaiser et al., 1996).

Ritenzione dei blocchi (esempio in Fig. 2.29)

Se in alcuni casi è consigliabile per ragioni di sicurezza, in condizioni di forti stati tensionali e di un elevato *burst potential (rock ejection, rockfall)* risulta assolutamente indispensabile per prevenire danni umani e materiali gravi.



Fig. 2.29. Reti metalliche utilizzate per trattenere i frammenti di roccia. (Kaiser et al., 1996).

Fissaggio per gli elementi di ritenzione (esempio in Fig. 2.30)

Questa funzione è fondamentale per assicurare l'espletamento del proprio compito da parte di ciascun elemento; inoltre, gli elementi di fissaggio possono contribuire ad ostacolare la caduta dei frammenti di roccia sismicamente indotta (*rockfall* pre e post-*rockburst*).



Fig. 2.30. Chiodi e bulloni meccanici impiegati per fissare una rete metallica. (Kaiser et al., 1996).

Collegamento dei singoli elementi

Per garantire adeguato sostegno alla galleria è necessaria una solida collaborazione meccanica tra tutte le componenti del sistema.

Mantenimento della propria funzionalità, assorbimento dell'energia cinetica dei blocchi proiettati

Nel caso di potenziali *rockburst* estremi, non è possibile impedire totalmente il danno alla frontiera di scavo. Occorre dunque che il sistema venga progettato per sopravvivere all'evento e rimanere attivo anche in seguito, continuando ad espletare le proprie finalità.

Di seguito (Tab. 2.7) vengono riportati in modo sintetico gli interventi da attuare nei diversi casi di *rockburst*.

Mechanism	Severity	Role of support system
Bulking without	Minor	- tolerate minor damage or reinforce rockmass to prevent initiation of fracturing
ejection	Moderate	 reinforce rockmass to limit rockmass bulking and control rock displacements with support pressure
	Major	- control rockmass bulking and survive large rock displacements
Bulking causing	Minor	- retain small volumes of ejected rock and limit rock displacements
ejection	Moderate	- retain ejected rock with a tough retaining system and survive rock displacements
	Major	 retain ejected rock, survive large rock displacements, and absorb energy
Ejection by remote	Minor	 retain small volumes of ejected rock with a retaining system that absorbs energy
seismic event	t Moderate	 retain ejected rock, absorb energy with holding elements, and survive rock displacements
	Major	 retain ejected rock, absorb energy with holding & retaining elements, and survive large rock displacements
Rockfall	Minor	- reinforce rockmass to prevent failure or unraveling
	Moderate	- reinforce rockmass, retain and hold unstable rock
	Major	 provide maximum holding capacity, maintain rockmass integrity with strong reinforcing and retaining system

Tab. 2.7. Funzioni richieste al sistema di sostegno in base alla tipologia di *rockburst* attesa. (Kaiser et al., 1996).

Le caratteristiche degli elementi di supporto sono le proprietà meccaniche che essi oppongono alle sollecitazioni dell'a. r. circostante lo scavo (Fig. 2.31):

- resistenza [MPa]: un elemento può essere forte o debole;
- rigidezza [MPa]: un elemento può essere rigido o deformabile;
- duttilità: un elemento può essere duttile o fragile.



Fig. 2.31. Proprietà meccaniche di un generico elemento di supporto. (Kaiser et al., 1996).

Negli ambienti ad elevato *burst potential* le caratteristiche degli elementi di supporto dipendono dalla severità prevista per i *rockburst* e dalla funzione specifica del sostegno. Si riporta un quadro generale delle componenti individuali di supporto divise per funzioni e caratteristiche (Tab. 2.8).

	Reinforce	Hold	Retain
Stiff	grouted rebar	grouted rebar	shotcrete arch or ring
Soft	_	long mechanical bolt	chain-link mesh
Strong	cable bolt	cable bolt	mesh-reinforced shotcrete
Weak	thin rebar	Split Set bolt	#9 gauge mesh
Brittle	grouted rebar	grouted rebar	plain shotcrete
Ductile	Cone bolt	yielding Swellex bolt	chain-link mesh; lacing

Tab. 2.8. Funzioni e caratteristiche fondamentali per alcuni tipici elementi di supporto. (Kaiser et al., 1996).

2.3.5.2. Capacità di supporto

In termini di progetto, per ogni singolo componente di un sistema di sostegno, i parametri meccanici fondamentali, che si dividono tra la capacità di assorbimento per i carichi, gli spostamenti, l'energia (deformativa o cinetica) e la rigidezza, sono sei (vedere Fig. 2.32 e Tab. 2.9):

- carico di picco: L_p [kN];
- carico per deformazione ultima: L_{ult} [kN];
- deformazione per carico di picco: d_p [mm];
- deformazione ultima: d_{ult} [mm];
- energia dissipabile massima: E_{sup} [kJ];
- rigidezza in campo elastico: k_s [MPa].



Fig. 2.32. Parametri meccanici di capacità per elementi di supporto generici. (Kaiser et al., 1996).

"The actual load-displacement characteristics of a given type of support element may vary over a wide range depending on rock type, installation method and quality, etc. For design purposes, it is therefore necessary to approximate the support characteristics and to define reliable design values for the support capacities." [Kaiser et al., 1996].

Description	Peak load [kN]	Displacement limit [mm]	Energy absorption [kJ]			
19 mm resin-grouted rebar	120 - 170	10 - 30	1 - 4			
16 mm cable bolt	160 - 240	20 - 40	2 - 6			
16 mm, 2 m mechanical bolt	70 - 120	20 - 50	2 - 4			
16 mm, 4 m debonded cable bolt	160 - 240	30 - 50	4 - 8			
16 mm grouted smooth bar	70 - 120	50 - 100	4 - 10			
Split Set bolt	50 - 100	80 - 200	5 - 15			
yielding Swellex bolt	80 - 90	100 - 150	8 - 12			
yielding Super Swellex bolt	180 - 190	100 - 150	18 - 25			
16 mm cone bolt	90 - 140	100 - 200	10 - 25			
#6 gauge welded-wire mesh	24 - 28	125 - 200	$2 - 4/m^2$			
#4 gauge welded-wire mesh	34 - 42	150 - 225	$3 - 6/m^2$			
#9 gauge chain-link mesh	32 - 38	350 - 450	3 - 10 /m ²			
shotcrete & welded-wire mesh	2 x mesh	\leq mesh	3 - 5 x mesh*			
displacement limit and energy absorption are taken at the point of failure for rock bolts and at peak load for mech or chotcrete						

* at displacements below 100 to 150 mm

Tab. 2.9. Intervalli relativi ai valori dei principali parametri meccanici di capacità per diversi elementi di supporto. (Kaiser et al., 1996).

Oltre alle caratteristiche meccaniche, anche quelle geometriche influiscono sull'efficacia di un elemento di supporto: dovranno quindi essere definite correttamente la lunghezza di ancoraggio (che dipende, se presente, dallo spessore della fascia disturbata e instabile, dalla resistenza dell'a. r. e da quella dell'elemento stesso) e la superficie di rivestimento (valutata in base all'estensione areale della zona soggetta al pericolo di eventi *rockburst*).

2.3.5.3. Cenni sulla progettazione di un sistema di sostegno composito

Si faccia riferimento alla seguente definizione di "sistema di sostegno" per gallerie profonde:

«A support system comprises a combination of support elements providing one or more of the reinforcing, holding, or retaining functions. Some elements act in parallel and their contributions to load capacity or energy dissipation are additive, while others act in series by transferring loads between support elements, e.g., from mesh to bolts, or from shotcrete to bolts. It is essential that the various support elements are well connected to each other, otherwise the support system may be made ineffective.» [Kaiser et al., 1996].

Per garantire l'adeguata connessione tra gli elementi costituenti il sistema composito e soprattutto per renderlo efficace è necessario osservare scrupolosamente certi passaggi procedurali:

- a) identificare i possibili meccanismi di *rockburst* in base allo scenario di scavo;
- b) stimare la severità del potenziale evento di rottura;
- c) per ogni meccanismo e relativa intensità, selezionare le caratteristiche complessive del sistema di sostegno (Tab. 2.7);
- d) calcolare i parametri riferiti a ciascuna caratteristica di capacità per i diversi elementi di supporto;
- e) combinare i parametri di calcolo disponibili (livelli standard di capacità) con le funzioni di supporto richieste (domanda associata al livello di pericolosità atteso), così da assemblare il sistema di sostegno adeguato al caso.

All'aumentare della severità attesa per un *rockburst*, la capacità di assorbimento dei carichi, degli spostamenti e dell'energia deve essere gradualmente incrementata. Si passa quindi da interventi più semplici come chiodi e reti ad altri quali *shotcrete* ed elementi deformabili.

In alcune situazioni i fenomeni di *rockbursting* possono risultare talmente severi da eccedere il livello di resistenza massima al danno che un sistema di sostegno, pur ben congeniato, è in grado di offrire. Questo limite, in termini di energia cinetica, si assume pari a 50 kJ/m² (analoghe soglie possono essere definite per sforzi e cedimenti) e viene definito *Maximum Practical Support Limit* (MPSL). In questo caso sono richiesti interventi speciali, come modifiche della geometria, della sequenza di scavo o ancora un detensionamento controllato¹⁴ (*relaxation*) alle pareti, così da disperdere l'energia di deformazione accumulata e ritardare, o addirittura evitare, l'eventualità che si manifesti una rottura violenta e il collasso del sostegno.

Di seguito (Tab. 2.10) viene proposto un metodo immediato per l'assemblaggio degli elementi di supporto in base al meccanismo e all'intensità di un *rockburst*.

Mechanism	Damage	Load	Displace.	Energy	Examples of suggested support systems *
	severity	[kN/m ²]	[mm]	[kJ/m ²]	
Bulking without	Minor	50	30	not critical	-mesh with rockbolts or grouted rebars (and shotcrete)
ejection	Moderate	50	75	not critical	-mesh with rockbolts and grouted rebar (and shotcrete)
	Major	100	150	not critical	 mesh and shotcrete panels with yielding bolts and grouted rebars
Bulking causing	Minor	50	100	not critical	-mesh with rockbolts and Split Set bolts (and shotcrete)
ejection	Moderate	100	200	20	-mesh and shotcrete panels with rebars and yielding bolts
	Major	150	> 300	50	 -mesh and shotcrete panels with strong yielding bolts and rebars (and lacing)
Ejection by remote	Minor	100	150	10	-reinforced shotcrete with rockbolts or Split Set bolts
seismic event	Moderate	150	300	30	 -reinforced shotcrete panels with rockbolts and yielding bolts (and lacing)
	Major	150	> 300	> 50	-reinforced shotcrete panels with strong yielding bolts and rebars and lacing
	Minor	100	113	na	-grouted rebars and shotcrete
Rockfall	Moderate	150	113	na	-grouted rebars and plated cablebolts with
					mesh and straps or mesh-reinforced shotcrete
	Major	200	na	na	-as above plus higher density cable bolting
Limits (MPS	L)	200	300	50	Maximum practical support limit

^{*}Items in brackets are beneficial but optional

Altre metodologie per determinare in modo razionale la migliore combinazione di interventi destinati al supporto della galleria sono state sviluppate negli anni successivi alla pubblicazione del CRSH (1996). Tra queste si annovera, ad esempio, la metodologia proposta da Russo et al. (1998), per cui è stata definita una classificazione del comportamento meccanico alle pareti di scavo.

Tab. 2.10. Sistemi di sostegno per diverse condizioni di *rockbursting*. (Kaiser et al., 1996).

¹⁴ Il detensionamento controllato si effettua scavando un certo numero di fori nel fronte della galleria e sulle pareti laterali, all'interno dei quali vengono posizionate e fatte detonare delle cariche esplosive, fino a una distanza dalla superficie pari a un diametro. Il risultato sarà la diffusione di una serie di fratture, casualmente distribuite nella fascia di contorno dello scavo, che prevengono la progressiva formazione di lastre parallele cinematicamente instabili (*spalling*). Anziché avere un maggiore rischio di *rockbursting*, il materiale subirà un lento *shearing* e l'energia di deformazione accumulata verrà rilasciata in maniera non improvvisa e senza proiezione di blocchi.

La suddivisione delle classi di comportamento (Tab. 2.11), ideata e sperimentata con buon esito dagli autori, si basa sulla valutazione di un rapporto tra resistenza e sollecitazione dell'a. r. e di alcuni indici di deformazione validi per il fronte e per le pareti laterali (cavo).

Classes	Fronte	Cavo	Curve caratteristiche Characteristic curve	Interventi di stabiliz mea	zazione Stebilization sures
Category	Face	Gavity	el fronte - at lhe face (······) e o distanza - at a dist. ()	Funzione prev Primary iunction	Tipologia Type
ļ #	stabile Sfable S>1 (lievi instabilità di blocch/) (Timited block instability)	Stable Stable S≻1 R _p (R _p = 1	⁵		
b	globalmenta stabile globally stable S>1 (cinematisimi di blocotu) (wedge ingtability)	globalmenta stabilo globally stable S>1 (cinemalisimi di blocchi) (wedge instability) RylKg = 1	5 P//Pg	Confirmmente Confinement	Radiele Hadral
c	da stabile a leggermante instabile – itrat condition Satt (bassi gradienti deformativi) (fow deformation gradient) (for s0.5%)	netable ധാടങ്ഷം ഉടി (poco spingente) (പ്രോ മോഴെന്നു) പ്രസംഗ്ര 1-2	8 €/P₀ R/P₀	≻Confinamento ⊃Confinament	Raciole Redial
d	iostabile; fronte plesvicizzato me sizihitik non critica vot errited face inztability (S<1) (medi gradenti deformativi) (medium deformation gradiont) (0.5%=c_c<1.0%)	instabile Unstabile S<1 (spingents) (spingents) Ry/Ro~ 2-4	S S R/Pa P/Pa	Confinamento alo miglioramento Confinement endror internet	Redisio ed evertualmenta in averacementa Redial and eventually in edvance
e	instablie: condizioni crittabe aritoari instability S<1 (eloveti gradamb defahmetivi) (Nigh defammetian gradient) (Sg ≥1.0%)	instabile unsuable S<1 (spingente) (spusearing) RpRo >4	₿ B/P B/P	Migheramento e confinamento Improvement and confinement	In avanzamento e racieio In อปหลักce and racial
f	instabile a brave bermine sibori rorm stability S<1 (immodiato condizioni di ostaeso) (immodiato condizioni di ostaeso)	insta≵ins uristable ⊊≪1	S 6₀ R/P₀ P/P₀	Miglioramento e/o continamento improvement avolfor confinement	In avarizamento e radiato In adVance and radial
Note: S=Rapporte shongth- R=Resistor	o di mobilitazione (resistenza/sote to-stross retio za mazzo pueleo - stroneth et be	ecitazioni)	Confinamento: Intervento Foccia e	teso ad evitare la d quindi il suo decadim	ecompressione della ento
k≕kessten h≃delormaz radia/ doi (u _c) to R _a δ _* =delorme R _a =Raggio	za mezzo nucleo - sirangin of ha done radiale (rapporto spostamen formation defined as the percent zione radiale scontata al fronte - plastico - plastic zone radius	er nociadas nto radiale R _a) ratio of radial displaceme radial deformation at the	Comprement Wessured inherent nf Migloramento: Intervento geomeo jace Improvement Measures around (to avoid relaxation rock mass strength teso a migliocare canishe della roscia to enhance rock i he cavity 	e and preserve the le caratteristiche all'catradosso noss cheracteristics

Tab. 2.11. Definizione delle categorie di comportamento allo scavo. (Russo et al., 1998).

Una volta collocata la generica sezione di scavo all'interno di una categoria tra quelle sopra elencate, occorre stabilirne anche la classe tecnica, ossia la particolare combinazione di parametri che porta all'assegnazione di una determinata soluzione progettuale (sezione tipo). A parità di comportamento, infatti, esistono altri fattori che incidono sulla decisione finale di realizzare un particolare sistema di sostegno:

- caratteristiche litologiche;
- caratteristiche idrogeologiche;
- stato tensionale in situ, che può modificare le condizioni di carico sul supporto e imporre scelte progettuali diverse da quelle iniziali;
- vincoli ed interferenze tra il progetto e le strutture geologiche (faglie, discontinuità) presenti in superficie o in profondità.

Con riferimento all'ultimo quadrante del GDE *Multiple Graph* (Russo, 2014) si può accostare la valutazione del comportamento a rottura (Martin et al., 1999) con le classi di comportamento meccanico (Russo et al., 1998). La fusione tra questi due approcci è consentita dal calcolo dell'indice RMR (I = molto alto \div V = molto basso), come riportato in Tab. 2.12.

				An	nmasso	roccios	so Rock I	Mass
ANALISI → ↓ ANALYSIS		Geostrutturale Geostructural →		Continuum	↔ D	iscontin	uum ↔	Equivalent Continuum
	Tensional	e Stress	Ļ			RMR	1	
Risposta deformativa Def. response↓	⁵ o (%)	Rp/Ro	Categoria* di Comportamento Behavioral category ⊥	I.	Ш	ш	IV	v
Elastica Elastic	trascurable	-	(a)	STABILE Stable				
(08~0cm)			b	ţ	CUNEI	4	····•	FRANOSO Caving
Elasto- Plastica Elasto-Plastic	<0.5	1-2	c	COLPI	Instable	wedges		
(σ _θ ≥σ _{cm})	0.5-1.0	2-4	d	DI			1	*
	>1.0	>4	e	TENSIONE Rockburst**	+		•	SPINGENTE Squeezing
			(f)	→Immediato (collasso di	el fronte	Immediate	e face collapse↑

Tab. 2.12. Schema di classificazione generale del comportamento allo scavo. (Russo et al., 2006).

In definitiva, è possibile selezionare gli interventi di stabilizzazione e sostegno in base alla classificazione geomeccanica svolta, sia al fronte di scavo che lungo il tratto già realizzato (in avanzamento). Si vedano a tal proposito le Tabb. 2.13 e 2.14.

Prev Gra	Prevalent Hazard Gravity Stress		С	Excavation behaviour	ST	Typical mitigation
dri	ven induced	GDE	RMR			measures
		а	I	Stable rock mass, with only possibility of local rock block fall; rock mass of very good quality with elastic response upon excavation	А	Ma1-Mb3
H1	Wedge instability/	ь	Ш	Rock wedge instability; rock mass of good quality with elastic response upon excavation	в	Ma1-Mb3
	Rockfall	c	ш	Pronounced tendency to rockfall; rock mass of fair quality, with possible occurrence of a moderate development of plastic zone	C1	Ma1-Mb5
		с	1-11	Mild brittle failure even associated to rock minor rock block ejection; overstressed hard, good rock mass (Minor spalling/rockburst)		
42	Spalling/ Rockburst	c	1-11	Sudden brittle failure; overstressed hard, good rock mass $\{\rightarrow$ Moderate spalling/rockburst).	C3	Ma1- Mb6-Mb7
	n2		1-11	Sudden and violent brittle failure, even associated to rock block ejection; highly overstressed hard, good rock mass (→Severe spalling/ heavy rockburst)	C4	Ma1-(Ma5) (Ma8)-Mb6- Mb7-Mb8
	Plastic	đ	III- IV- (∀)	Development of plastic/viscous deformations; overstressed fair to poor rock mass, resulting in a significative extrusion of tunnel face and radial convergences (→Severe Squeezing)	D	Ma1-Ma5 (Ma6) (Mb4)-Mb5- Mb7
НЗ	H3 / Squeezing		III- IV- (∀)	Intense development of plastic/viscous deformations; overstressed fair to poor rock mass, resulting in a large extrusion of tunnel face and radial convergences (Very Severe Squeezing)	E	Ma1-Ma4 Ma6-Mb1- Mb2-Mb4- Mb5-Mb7
	Cavina/	с	IV	Gravity-driven instability; reduced self- supporting capacity of poor rock mass, generally associated to a moderate development of plastic zone	C2	Ma1 Ma5 (Ma6) Mb5-Mb7
H4	Caving/ Flowing ground	(e)/f	v	Severe gravity-driven instability, with immediate collapse of the tunnel face/excavation contour, including flowing ground; very poor quality, cataclastic rock mass, generally under conditions of high hydrostatic pressure/water inflow (fault zones, etc.)	F/ FE	Ma1-Ma3 Ma5-Ma6 (Ma7) Mb5/(Mb2)- Mb7-Mb8

Tab. 2.13. Metodo razionale e generale di GDE per associare le diverse tipologie di sostegno ai potenziali fenomeni geomeccanici previsti e alla relativa intensità. (Russo et al., 2014).

Code	EXAMPLE OF RISK MITIGATION (STABILIZATION) MEASURES FOR TUNNEL [D&B]
	a) In advancement to the excavation
Ma1	Controlled drainage ahead the tunnel face/contour
Ma2	Pre-confinement/reinforcement of instable rock wedges (inclined bolts, spiling,)
Ma3	Pre-confinement of excavation contour (reinforced grouting, jet grouting,)
Ma4	Pre-reinforcement of rock mass contour (by fully connected elements)
Ma5	Pre-support of excavation contour (forepoling, umbrella arch,)
Ma6	Tunnel face pre-reinforcement (injected fibreglass elements, reinforced grouting, jet gr)
Ma7	Grouting for water-tightness
Ma8	De-stressing holes/blasting
	b) During the excavation
Mb1	Over-excavation to allow convergences (stress relief)
Mb2	Controlled de-confinement to allow convergences (sliding joints, deformable elements,)
Mb3	Radial confinement of instable rock wedges
Mb4	Radial rock reinforcement (fully connected elements)
Mb5	Confinement by differently composed system (steel ribs, fbr shotcrete, bolts,)
Mb6	High energy adsorbing composed system (steel mesh, yielding bolts, for shotcrete,)
Mb7	Tunnel face protection
Mb8	Additional protective measures
	91.115

Tab. 2.14. Tecniche per la stabilizzazione delle gallerie D&B. (Russo et al., 2014).

Dal punto di vista dei calcoli, la capacità offerta da una certa combinazione di elementi di supporto deve sempre superare la domanda locale. Il confronto tra la resistenza disponibile per ogni elemento e la resistenza richiesta si traduce nella stima di un coefficiente di sicurezza FS = Capacità/Domanda, che si intende espresso in termini di carico, spostamenti ed energia. Senza scendere nei dettagli delle varie tipologie di interventi, basti dire che per ognuno dei tre suddetti criteri viene imposta la condizione FS > 1. Inoltre, come accennato in precedenza, la collaborazione tra i diversi elementi, destinati a ricoprire una o più funzioni, è necessaria per garantire un'adeguata capacità complessiva di supporto da parte del sistema.

La sicurezza di una galleria profonda nei confronti del fenomeno di *rockbursting* non viene garantita solo dall'installazione del sistema di sostegno più efficace, bensì da una corretta procedura di cantiere, che consenta di salvaguardare non solo l'integrità del lavoro svolto, ma soprattutto la salute degli operatori. In tal senso devono essere adottati accorgimenti particolari, quali gabbie di protezione per macchinari e addetti ai lavori e tempi di isolamento per le zone poste più a ridosso del fronte di scavo.

3. MONITORAGGIO MICROSISMICO PER LA PREVISIONE DEI *ROCKBURST*

I *rockburst*, come detto, possono verificarsi per particolari condizioni inerenti le caratteristiche di resistenza (costanti o variabili), quelle di sollecitazione statica e di sollecitazione dinamica dell'a. r. in cui viene realizzata una galleria. L'input dinamico a cui si fa riferimento può essere diretto, ossia un *blast*, oppure provenire da una posizione remota, per esempio dall'ipocentro di un sisma.

All'interno di questo capitolo verrà definito il concetto di "microsismicità", saranno introdotti i suoi parametri di valutazione e la procedura standard di rilievo. Infine, si cercherà di spiegare come essa rappresenti un'indicazione utile al fine di prevedere certi meccanismi di rottura violenta al contorno di scavo.

3.1. MICROSISMICITÀ NEL CONTORNO DI SCAVO

Un evento sismico è determinato dalla propagazione di energia meccanica sotto forma di onde, le quali hanno origine da un volume di roccia più o meno esteso dove ha avuto luogo una rottura improvvisa, ossia un cinematismo indotto dal superamento della resistenza meccanica locale, in gran parte legato alle condizioni geologiche oltre che a quelle tensionali.

In realtà, la rottura dell'a. r. non è collegata ad un singolo evento, ma piuttosto ad una sequenza di eventi ravvicinati nel tempo e nello spazio, sebbene di magnitudo generalmente differenti. La zona dove si raggruppano gli ipocentri è definita "sorgente sismica" e può essere individuata a mezzo di accurati sistemi di monitoraggio. Tali sistemi vengono comunemente installati in qualsiasi rete di gallerie o miniere e, in funzione della propria sensibilità, rilevano fenomeni compresi in certi intervalli di distanza e di magnitudo.

Poiché la maggior parte degli eventi di rottura non produce effetti visibilmente percettibili all'interno delle gallerie, soprattutto se queste presentano un supporto interno consistente, le scosse di entità minore ($M_L < -1$) vengono registrate solo grazie agli appositi sensori e prendono il nome di "microsismi".

Tuttavia, la microsismicità è responsabile di potenziali eventi *rockburst* non meno di quanto lo siano i sismi violenti. Infatti, come argomentato nel Cap. 2, il trasferimento dell'energia sismica da un punto remoto fino al contorno di scavo avviene gradualmente, ossia in tempi non immediati e attraverso uno sciame di eventi minori che, insieme, generano deformazioni e accumulo di energia meccanica in porzioni sempre crescenti di materiale. L'energia attende poi di essere rilasciata, più o meno rapidamente (*rockbursting* o *spalling*), nella fascia debole che circonda le diverse sezioni di un tunnel.

Di seguito si elencano le definizioni relative ai parametri più significativi per la classificazione di un generico evento sismico tramite registrazioni in situ. Alcuni di questi valori derivano da misurazioni dirette, altri sono il risultato di un determinato percorso di calcolo.

3.2. PARAMETRI SISMICI: DEFINIZIONI E COMMENTI

«A seismic event is considered to be described quantitatively when, apart from its timing, t, and location, x = (x, y, z), at least two independent parameters pertaining to the seismic source are determined reliably: namely, seismic potency, P, which measures coseismic inelastic deformation at the source, and radiated seismic energy, E.» [Xiao et al., 2015].

A queste grandezze si può ancora aggiungere la dimensione caratteristica stimata per la sorgente sismica. Tralasciando per ora i primi due parametri sopra citati, vengono fornite di seguito le necessarie specifiche riguardanti gli altri parametri indipendenti (Mendecki et al., 2010; Xiao et al., 2015).

3.2.1. Potenza sismica

La potenza sismica misura il volume di roccia [m³] associato alla sorgente su cui il sisma induce una deformazione plastica. Essa, pertanto, corrisponde al prodotto tra la deformazione plastica e il volume stimato della sorgente:

$$P(t) = \int \epsilon^{p}(t) \cdot dV \cong \Delta \epsilon^{p}(t) \cdot V. \qquad [15]$$

Per una sorgente di scorrimento planare tra due lembi di roccia (faglia), la potenza sismica è definita come $P = \langle u \rangle A [m^3]$, dove $A [m^2]$ è l'area della sorgente, ossia la superficie di scorrimento, e $\langle u \rangle [m]$ è lo slittamento medio su tale superficie.

Lontano dalla sorgente, dove normalmente avviene la misurazione, la potenza sismica risulta proporzionale all'integrale nel tempo degli spostamenti provocati dalle onde-P o dalle onde-S, corretti per tenere conto del loro modello di propagazione a distanza dal punto focale:

$$P(t)_{P,S} = 4\pi \cdot v_{P,S} \cdot R \cdot \int_{0}^{t_{S}} u_{corr}(t) dt$$
[16]

dove $v_{P,S}$ è la velocità delle onde-P o -S, R è la distanza dalla sorgente, t_s è la durata dell'evento, u(0) = 0 e $u(t_s) = 0$.

3.2.2. Energia sismica

Il rilascio dell'energia meccanica sotto forma di onde durante la fessurazione o lo scorrimento planare che originano le scosse è dovuto al passaggio dalla deformazione elastica (reversibile) alla deformazione plastica (irreversibile), con diverse velocità di avanzamento.

Tale energia si misura come l'integrale nel tempo della velocità al quadrato degli spostamenti indotti dalle onde-P o dalle onde-S, corretta per tenere conto del loro modello di propagazione a distanza dal punto focale:

$$E(t)_{P,S} = \frac{8}{5}\pi \cdot \rho \cdot v_{P,S} \cdot R^2 \cdot \int_0^{t_s} \dot{u}_{corr}^2(t) dt \qquad [17]$$
dove ρ è la densità della roccia. L'energia totale è data dalla somma di quella trasferita dalle onde-P e dalle onde-S:

$$E(t) = E(t)_{P} + E(t)_{S}$$
. [18]

A questo punto, si possono introdurre una serie di parametri derivabili da P ed E.

3.2.3. Momento sismico e magnitudo di momento

Il momento sismico $[N \cdot m]$ è una grandezza scalare che, derivando dalla potenza sismica, rappresenta una stima della quantità di roccia soggetta a deformazione plastica in corrispondenza della sorgente:

$$M_0 = G \cdot P = G \cdot \langle u \rangle A$$
 [19]

dove G è il modulo di rigidezza a taglio della roccia e P è la potenza della sorgente, come definita in precedenza (Par. 3.2.1).

Oltre alla ben nota magnitudo locale (Richter, 1935) M_L , esiste, tra le altre, un'espressione della magnitudo, detta magnitudo di momento M_W , la quale si calcola proprio in funzione del momento sismico (sempre espresso in N·m). L'espressione, ancorché in forma semplificata, appartiene a Hanks e Kanamori (1979):

$$M_{\rm W} = \frac{2}{3} \log_{10} M_0 - 6.07 \,.$$
 [20]

Il suo utilizzo è fondato sulla registrazione di onde sismiche a bassa frequenza (f < 1 Hz) ed è consigliato per stimare la potenza di un terremoto particolarmente violento ($M_W > 5$).

Per capirne il motivo, si ricordi che la magnitudo Richter, o magnitudo locale M_L , si ottiene grazie a una correlazione empirica e lineare tra l'ampiezza (scalata) di oscillazione rilevata da un sismografo Wood-Anderson e la distanza epicentrale della stazione sismografica (che comunque non può essere superiore a 600 km). Tuttavia, data la frequenza naturale dei sismografi sopra citati (f \approx 1 Hz), sorgono delle problematiche legate al contenuto spettrale dei terremoti violenti. Si faccia riferimento alla seguente spiegazione fornita dal sito internet ufficiale dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia):

«L'ampiezza delle onde sismiche a bassa frequenza, dove viene calcolata la magnitudo momento (al di sotto di 1 Hz), per forti terremoti è maggiore dell'ampiezza delle onde sismiche a 1 Hz, dove viene calcolata la magnitudo Richter, e questo è dovuto alle caratteristiche della sorgente sismica. Questa particolarità delle onde sismiche dei forti terremoti è alla base della differenza che si osserva tra magnitudo Richter e magnitudo momento. Si parla infatti di saturazione della magnitudo Richter per forti terremoti in quanto l'ampiezza delle onde sismiche a 1 Hz non aumenta linearmente all'aumentare della magnitudo.» [Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia: *www.ingv.it*].

Le onde vengono registrate da varie stazioni a scala globale (Rete Sismografica Globale) e forniscono buoni risultati anche per distanze ipocentrali di 2000 km. Inoltre, da un punto di vista strettamente fenomenologico, il calcolo di M_W è preferibile in virtù del fatto che il momento sismico è una grandezza legata ai parametri della sorgente (dimensioni e dislocazione), mentre la magnitudo di Richter è frutto di un modello teorico basato sui rilievi sismografici.

In generale quindi, la magnitudo di momento avrà tempi di calcolo dilatati, ma sarà molto più attendibile della magnitudo Richter.

3.2.4. Stress drop

Lo *stress drop* [Pa] indica il rilascio tensionale della sorgente sismica in seguito all'evento. Può essere calcolato in funzione della *corner frequency*¹⁵, f_0 [Hz], oppure della deformazione anelastica (ipotesi di legame costitutivo lineare):

$$\Delta \sigma = c_2 \cdot M_0 \cdot f_0^3 = G \cdot \Delta \varepsilon^p$$
^[21]

con c_2 costante legata al tipo di onde e di roccia. Tale espressione tuttavia risente dell'incertezza su f_0 e della dipendenza dal modello di sorgente utilizzato (parametri geometrici e meccanici, cinematismo a rottura).

3.2.5. Tensione apparente

La tensione apparente [Pa] è definita come il rapporto tra l'energia sismica irradiata da un evento e la potenza della sua sorgente e quindi rappresenta l'energia rilasciata per unità di volume ivi sottoposto a deformazione plastica:

$$\sigma_{\rm A} = \frac{\rm E}{\rm P} \,. \tag{22}$$

Si tratta di un parametro indipendente dal modello adottato per la sorgente. In maniera del tutto analoga, potremo definire una deformazione apparente:

$$\varepsilon_{\rm A} = \frac{\sigma_{\rm A}}{\rm G} = \frac{\rm E}{\rm G\cdot P} \,. \tag{23}$$

3.2.6. Volume apparente

E' stato definito il volume della sorgente V come il rapporto tra la potenza sismica e la deformazione anelastica successiva ad un dato evento. Il volume apparente $[m^3]$ non è altro che una diversa stima della stessa grandezza.

Mentre, infatti, la potenza sismica (parametro indipendente) può essere ottenuta direttamente dalle forme d'onda registrate, la variazione di deformazione anelastica dipende da f_0 ; quindi si corre il rischio di stimare V con poca accuratezza.

¹⁵ «The frequency at which a source radiates the most seismic energy observed as the maximum on the source velocity spectrum or as the point at which a constant low frequency trend and a high frequency asymptote on the recorded source displacement spectrum intersect. The corner frequency is inversely proportional to the characteristic size of the source.» [Mendecki et al., 1999].

Si ha infatti che D $[m] = c_1/f_0$, con c_1 che dipende dal tipo di onde (solitamente onde-S) e dal mezzo roccioso.

Si consiglia dunque di calcolare il volume apparente, pari a

$$V_{A} = \frac{P}{\varepsilon_{A}} = \frac{G \cdot P}{\sigma_{A}} = \frac{G \cdot P^{2}}{E} .$$
 [24]

Il suo aumento è particolarmente significativo all'istante in cui si verifica un evento importante: la potenza sismica P, infatti, deve crescere in maniera consistente e improvvisa perché si manifesti la rottura e l'energia di deformazione venga così sprigionata.

3.2.7. Indice di energia

Per una determinata regione sismo-geologica è possibile definire un rapporto, detto "indice di energia" (*Energy Index*):

$$EI = \frac{E}{\langle E(P) \rangle} = \frac{E}{10^{d \cdot \log_{10} P + c}} = 10^{-c} \frac{E}{P^{d}}.$$
 [25]

dove $\log_{10}(E(P)) = d \cdot \log_{10}P + c$ è la legge che esprime, per la suddetta area¹⁶, il legame tra l'energia media irradiata dagli eventi di potenza P e appunto la potenza (Fig. 3.1). L'indice di energia è quindi il rapporto tra l'energia irradiata dall'evento esaminato e l'energia media associata alla potenza P.

Maggiore è l'indice di energia, maggiore sarà la tensione di taglio mobilitata alla sorgente e all'istante di rottura.



Fig. 3.1. Indice di energia secondo Mendecki (1997a). (Mendecki et al., 2010).

Prima che la rottura sopraggiunga EI subisce un brusco calo (accumulo di energia che produrrà il *main shock*), mentre al momento del sisma si ha una ripresa (l'energia viene sprigionata improvvisamente). Si veda di seguito la Fig. 3.2.

¹⁶ Le costanti c e d cambiano da zona a zona, in funzione del volume di sorgente e del periodo. In particolare, d è legata alla rigidezza del sistema roccioso e, data una certa d, c è direttamente proporzionale alla tensione media. Quando vale d = 1, l'indice EI risulta proporzionale alla tensione apparente, ossia al rapporto E/P.



Fig. 3.2. Esempio di evoluzione dell'indice di energia e del volume apparente cumulativo rispetto al tempo. Si può osservare l'andamento caratteristico dell'EI (a decrescere) e quello del V_A cumulativo prima di un evento sismico sufficientemente rilevante ($M_L = 1.2$ in questo caso). (Xiao et al., 2015).

3.3. PRINCIPI DI MONITORAGGIO MICROSISMICO

Come accennato in apertura di questo capitolo, quando le tensioni subiscono una ridistribuzione nell'a. r., a causa di attività umane come l'estrazione mineraria o lo scavo di gallerie, possono verificarsi improvvisi slittamenti lungo faglie preesistenti o nuove fratture a taglio all'interno di zone meccanicamente deboli. Queste alterazioni provocano un rilascio di energia sotto forma di onde sismiche (di compressione - P - e/o di taglio - S); tale fenomeno è conosciuto come "evento microsismico".

Vengono forniti ora alcuni elementi sul monitoraggio della microsismicità, onde capire dove e come essa risulti determinante per l'insorgenza di fenomeni *rockburst*.

3.3.1. Attrezzatura

Attualmente esistono numerose aziende in tutto il mondo che producono sistemi di monitoraggio microsismico. Inoltre, nuove tipologie di tali sistemi sono in fase di sviluppo per diversi scopi (es.: valutazione della stabilità per pendii in roccia e per grandi caverne sotterranee, previsione di *rockburst* in gallerie profonde e miniere, mappatura della fratturazione idraulica negli a. r.).

Il sistema di monitoraggio microsismico deve quindi essere scelto in base al suo obiettivo specifico e soddisfare le numerose richieste tecniche (alta frequenza di campionamento per evitare distorsioni delle forme d'onda, installazione agevole e flessibile, protezione da infiltrazioni ed esplosioni).

Per descrivere una metodologia standard di monitoraggio microsismico, condotto in seguito al processo di fratturazione provocato dallo scavo di gallerie in roccia, l'ISRM (*International Society for Rock Mechanics*) ha recentemente sviluppato un metodo, detto appunto ISRM *Suggested Method* (2015), valido anche per altri scenari ingegneristici (pendii, ingegneria idraulica e mineraria).

I moderni sistemi di monitoraggio, che rispondono alle direttive previste dall'ISRM *Suggested Method*, includono quattro componenti principali.

1) Sensori (Fig. 3.3)

Sono strumenti in grado di rilevare le onde elastiche (onde-P e onde-S) causate dallo scorrimento lungo le faglie o dalla fratturazione dell'a. r. e le convertono in un segnale analogico (input elettrico).

Ciascuno di essi può rilevare fenomeni avvenuti a una distanza compresa tra centinaia di metri e alcuni kilometri. In base alla natura dello strumento varia anche la gamma di frequenze campionabili: per le basse frequenze ($5 \div 200 \text{ Hz}$) si preferiscono i geofoni (o velocimetri, che rilevano la velocità di oscillazione), mentre per quelle più alte ($200 \div 3000 \text{ Hz}$) sono necessari gli accelerometri (che rilevano l'accelerazione delle particelle). I sistemi di monitoraggio comprendono generalmente entrambi i tipi di sensori e sono strutturarti in modo che essi lavorino in maniera coordinata (integrazione dei dati).

Ulteriori distinzioni sono possibili in base al posizionamento (in superficie / in foro) e alle direzioni di misurazione (sensore uniassiale / triassiale), da

scegliere in funzione dello scopo, dell'oggetto e della precisione richiesta per il monitoraggio.

Fig. 3.3. Sensori. (Xiao et al., 2015).

2) Strumenti di acquisizione dei dati (Fig. 3.4)

Questa componente fondamentale include tutti i dispositivi responsabili dell'amplificazione dei segnali analogici e la loro successiva conversione in un formato digitale.

Uno strumento di acquisizione-dati può essere diviso in tre parti: il preamplificatore (amplifica il segnale analogico registrato dal sensore sollecitato), il convertitore A/D (converte i dati dal formato e analogico continuo a digitale e discreto) e la centralina di acquisizione dati incorporata (DAC).

Il parametro fondamentale del convertitore A/D è la frequenza di campionamento f_c . Inizialmente si considera una frequenza sufficientemente elevata per raccogliere tutti gli eventi che determinano variazioni sensibili di deformazione e di stress nell'a. r..

Per sceglierla si può utilizzare la larghezza significativa dello spettro di ampiezza¹⁷ per le forme d'onda registrate (esempio in Fig. 3.5). Generalmente, per ogni forma d'onda si utilizza un intervallo compreso tra le frequenze dell'ampiezza corrispondente a $0.707 \cdot f_0$, essendo f_0 la frequenza dominante irradiata dalla sorgente sismica, ossia la *corner frequency*. Sovrapponendo quindi gli intervalli delle diverse forme d'onda si ottiene il campo di frequenze relativo all'evento, il cui massimo, f_{max} , servirà a determinare la frequenza di campionamento definitiva (normalmente si ha $f_c = 5 \cdot f_{max} \div 10 \cdot f_{max}$, onde evitare errori di *aliasing*, cioè ricostruzioni alterate delle forme d'onda).



Fig. 3.4. Strumento di acquisizione-dati. (Xiao et al., 2015).

 $^{^{17}}$ Lo spettro di ampiezza, ossia la rappresentazione cartesiana dell'ampiezza massima di ciascuna armonica elementare associata ad una certa frequenza, viene individuato scomponendo la forma d'onda, registrata nel dominio del tempo, in tante armoniche, riportate nel dominio delle frequenze. Ogni armonica avrà frequenza n'f e ampiezza C_n , con n ε N. Questa operazione è nota in matematica come Analisi della Trasformata di Fourier per segnali periodici, quali sono appunto le onde simiche.



Fig. 3.5. Esempio di analisi spettrale per una singola forma d'onda prodotta dalla fratturazione di un a. r.. (Xiao et al., 2015).

3) Unità di trasferimento dei dati (Figg. 3.6 e 3.7)

E' l'insieme di elementi atti a trasmettere i dati registrati e convertiti in impulsi elettrici al server centrale per consentirne la raccolta e il processing; inoltre, l'unità di trasferimento serve anche a sincronizzare gli strumenti di acquisizione, per evitare che registrino più volte lo stesso evento.

Poiché spesso il segnale elettrico si affievolisce con la distanza dal punto di cattura, oltre che in base al materiale e alla struttura dei cavi di trasporto (rame o alluminio), spesso si decide di predisporre una stazione di raccolta intermedia.



Fig. 3.6. Unità di trasferimento-dati. (Xiao et al., 2015).



Fig. 3.7. Esempio di unità di trasferimento-dati presente in un sistema di monitoraggio microsismico: tutte le componenti (*a*) e schema riassuntivo (*b*). (Xiao et al., 2015).

4) Centralina di raccolta e *software* per processamento dei dati (Fig. 3.8)

Permette di immagazzinare i dati di monitoraggio, visualizzare ed eventualmente correggere le condizioni di lavoro dei diversi dispositivi della rete di acquisizione, eseguire operazioni sui parametri misurati per determinare le grandezze derivabili, ricostruire ed interpretare la sequenza delle microfratturazioni all'interno di modello numerico per individuare zone di attività e cinematismi prevalenti.

I *software* di calcolo che utilizzano le suddette informazioni sono anche in grado di esportarle in un file per ogni evento microsismico rilevato, così da permettere agli ingegneri di condurre analisi su questi dati.



Fig. 3.8. Server centrale con software di calcolo. (Xiao et al., 2015).

3.3.2. Procedura

Il metodo presentato si attiene ad una procedura standard articolata nei seguenti passaggi.

1) Rilievi e valutazioni tecniche preliminari

Vengono effettuati in situ per valutare le aree potenzialmente instabili (attraverso proprietà geotecniche, simulazioni numeriche,...). Occorre inoltre definire con quale accuratezza è necessario individuare un evento ed effettuare un'indagine di fattibilità relativa al piano di monitoraggio previsto. Infine, si fissa un adeguato sistema di coordinate per definire la posizione di ciascun evento.

2) Progetto delle reti di sensori

Con questa espressione si intende il fatto di voler definire la geometria di distribuzione per la rete dei sensori, ossia lo spazio monitorato. I sensori devono quindi essere ben distanziati e maggiormente concentrati nelle zone geologicamente rilevanti o di potenziale instabilità e trovarsi in condizioni di lavoro sicure e poco disturbate; infine devono avere una certa ridondanza, onde evitare interruzioni improvvise nella fornitura dei dati. La strategia viene definita attraverso approcci razionali di configurazione (semi-empirici, algoritmi intelligenti di ottimizzazione), soprattutto in base alle caratteristiche e alle difficoltà operative presentate dagli obiettivi monitorati (gallerie, miniere, pendii,...).

3) Installazione

Si procede posizionando e collegando ciascun componente del sistema di monitoraggio, in particolare i sensori (in superficie o in foro). Come accennato al punto precedente, tale operazione risulta condizionata da fattori di efficacia e di sicurezza. In alcuni casi, i sensori devono essere riciclabili, ad esempio quando la rete di monitoraggio sia mobile e quindi segua lo sviluppo del tracciato di scavo, con evidente priorità alla zona del fronte attivo.

4) Test di collaudo

Prima di effettuare qualsiasi rilievo di valenza progettuale, è necessario verificare la funzionalità e l'accuratezza del sistema rispetto alle prestazioni attese. Tale operazione si esegue tramite alcune simulazioni di eventi microsismici (artificialmente indotti dall'uso di materiale esplosivo in zone arbitrariamente predefinite) e consente di correggere eventuali errori di settaggio interni a una o più delle componenti descritte in precedenza.

5) Monitoraggio

Ora è possibile iniziare a registrare e analizzare i dati sismici riferiti al sito di investigazione. In definitiva, la combinazione del lavoro svolto dal sistema (automaticamente) e da coloro che lo gestiscono (manualmente) deve servire a:

- assicurare continuità di aggiornamento al database → risoluzione dei problemi e intensificazione temporanea del campionamento per osservare l'evoluzione delle instabilità nell'a. r. (*rockburst* o frane);
- effettuare indagini giornaliere in situ → verificare l'evoluzione delle condizioni geologiche e i danni dell'a r. o delle costruzioni (annotazioni e testimonianze fotografiche);
- condurre analisi preliminari → processamento di dati grezzi e redazione di elaborati contenenti le informazioni generali (*report* su dettagli tecnici e condizioni correnti della rete di campionamento + commenti) e i primi spunti di interesse ingegneristico (*report* sullo stato e sull'evoluzione della zona sottoposta a monitoraggio microsismico + commenti, tabulati e rilievi fotografici).

L'interpretazione dei *report* sulla configurazione geologica e sull'attività microsismica nei dintorni delle gallerie profonde rappresenta lo strumento essenziale per definire le caratteristiche di una regione, quantificare i rischi di cui tenere conto localmente e condurre scelte appropriate riguardo ai futuri stage progettuali.

Per approfondire questo concetto si rimanda la discussione al prossimo paragrafo.

3.4. PREVISIONE DEI *ROCKBURST*

Il monitoraggio, come detto in precedenza, consente di quantificare la predisposizione di un certo a. r. nei confronti dell'attività sismica (in assenza di scavi) e microsismica (in presenza di gallerie); inoltre fornisce un valido strumento di controllo, previsione e allarme nei confronti delle instabilità che possono affliggere il contorno di scavo e sfociare in fenomeni di *rockbursting*.

In particolare, secondo Mendecki et al. (1999, 2010) si possono riassumere i vantaggi del monitoraggio sismico rispetto al problema dei *rockburst* nel seguente modo:

- avviso del personale di gestione riguardo alla collocazione di potenziali *rockburst* direttamente conseguenti a eventi sismici moderati o severi e alle successive scosse di assestamento;
- verifica dei modelli numerici adottati per una specifica zona di scavo al fine di correggere le ipotesi di progetto sui parametri di resistenza e sullo stato tensionale (variabile in seguito ad alterazioni sulle faglie);
- rilievo delle variazioni sensibili inerenti i parametri sismici di distribuzione spazio-temporale (numero di eventi moderati e severi, tasso di sismicità, diffusione, aumento della velocità di deformazione,...) e loro correlazione con le condizioni di stabilità e deformazione nei volumi di roccia prossimi alle sorgenti sismiche (caratteristiche geologiche, orientamento delle faglie, vettori di scorrimento), al fine di garantire adeguate misure di sicurezza (protezione operai, sospensione temporanea dell'attività, disgaggi);
- raccolta e *back-analysis* dei dati di comportamento sismico e meccanico dell'a. r. per accrescere l'efficienza del sistema di monitoraggio stesso e del processo produttivo.

3.4.1. Strategie e applicazioni

Alla luce di quanto si è osservato a proposito delle sorgenti sismiche e dell'origine dei *rockburst*, si presentano ora una serie di proposte e di spunti critici che nel corso degli ultimi anni stanno portando sensibili miglioramenti nella previsione dei fenomeni di instabilità all'interno di miniere e gallerie profonde.

L'aspetto cardine su cui si basano questi studi è l'evoluzione tecnologica, la quale ha recentemente consentito di sviluppare il calcolo numerico e la visualizzazione grafica delle deformazioni nelle zone circostanti gli scavi sotterranei monitorati. A indurre tali deformazioni (e tralasciando i sistemi di sostegno provvisori e definitivi) concorrono, come già sappiamo, i carichi geostatici, le caratteristiche geologiche, l'attività sismica naturale e quella microsismica indotta.

Per ogni lavoro di ricerca, gli obiettivi ultimi sono la previsione e la gestione del rischio associato ai *rockburst*, intesi come eventi non accidentali.

3.4.1.1. Wiles, Lachenicht, van Aswegen (2000) – Integration of deterministic modelling with seismic monitoring for the assessment of rockmass response to mining: Part I Theory¹⁸

A partire dagli anni 60' del secolo scorso (invenzione dei computer), l'applicazione dei modelli numerici è entrata sempre più diffusamente a far parte della pratica ingegneristica.

Attualmente, inserire un set di strutture geologiche all'interno di un modello non è più un'operazione complessa. Il vero problema è la conoscenza esatta delle caratteristiche che tali elementi possiedono nella realtà; perché spesso i rilievi condotti in situ consentono di stabilirne la presenza e le caratteristiche dei materiali interessati con una certa sicurezza, ma non si può dire lo stesso dell'orientamento, della planarità, della continuità, del grado di criticità per il volume circostante,.... Occorre quindi definire il comportamento geomeccanico del sistema roccioso e l'influenza delle sue caratteristiche peculiari sul fenomeno di *rockbursting*, dal quale si vogliono difendere le persone e le infrastrutture presenti in un ipotetico cantiere.

E' chiaro che tra tutti i fattori che incidono sul comportamento di un a. r., lo scavo dei tunnel è il più importante; i modelli deterministici attuali consentono di simulare correttamente tutto ciò che concorre a determinare i *rockburst* (tunnel, elementi strutturali, fratture, difetti, faglie,... di ogni forma e dimensione).

Qualora l'a. r. sia sufficientemente uniforme, è stato dimostrato che la sua caratterizzazione geotecnica può avvenire tramite rilievi e processi di analisi a ritroso (*back-analysis*). Infatti, attraverso un opportuno numero di calibrazioni (in genere, comunque piuttosto elevato), la variabilità di dati riferiti all'a. r. può essere gestita (conoscenza) ed è anche possibile effettuare ipotesi affidabili sul suo comportamento futuro (previsione), basandosi su continui confronti con quello del passato.

Nel caso in cui si abbia invece a che fare con a. r. caratterizzati da una grande varietà litologica (ambiente non uniforme), la distribuzione irregolare e le proprietà variegate delle discontinuità geologiche presenti in un tale scenario rendono molto complessa l'operazione di raccolta dati, essenziale per costruire un modello affidabile in chiave futura. Poiché in alcune situazioni, per soddisfare il bisogno di informazioni ingegneristiche, alle difficoltà pratiche si sommano quelle economiche, bisogna percorrere strade alternative ai classici rilievi geognostici.

A proposito di quanto appena detto, il monitoraggio sismico è considerato uno strumento molto utile per raccogliere dati riguardo a volumi di roccia non uniformi, così da poterli caratterizzare. La mancanza stessa di dati sismici in un certo arco temporale può rappresentare un'informazione rilevante, in quanto suggerisce che esistono vincoli in grado di protrarre l'accumulo di energia lungo le superfici di scorrimento, impedendo di fatto a quest'ultimo di avere luogo in modo continuo.

¹⁸ Fifth International Symposium on Rockburst and Seismicity in Mines Proceedings – Johannesburg, 2000.

La caratterizzazione di un modello tramite il monitoraggio sismico può avvenire in tre modi, ciascuno dei quali richiede un certo numero di passaggi.

- *Time-history* degli eventi sismici
 - a) Occorre registrare e confrontare gli eventi con le fasi di scavo per cercare possibili correlazioni.
 - b) Applicare la *time-history* come carico dinamico in un modello di calcolo: per semplicità si assume valida una legge costitutiva elastica lineare al fine di valutare lo stato tensionale raggiunto sia nei punti in cui si innesca la rottura sia in altri; in Fig. 3.9 si riportano gli sforzi su un grafico cartesiano per evidenziare le soglie di resistenza e dedurre gli omonimi parametri (Mohr-Coulomb, Hoek-Brown).



Fig. 3.9. Esempio di stima dell'inviluppo di resistenza per le superfici interne di una miniera attraverso i dati di sollecitazione provenienti da punti monitorati sismicamente. Il grafico può essere diviso in "zona non fessurata" (*sotto la linea a destra*) e "zona danneggiata" (*sopra*). La linea di divisione rappresenta un criterio fragile (angolo di attrito nullo sui piani di rottura). (Wiles et al., 2000).

c) Integrare le informazioni circa le curve di livello dei massimi sforzi di taglio, ossia di $0.5 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)$ per diversi modelli, ciascuno con un proprio campo tensionale, con quelle inerenti i punti reali caratterizzati dagli eventi microsismici (Fig. 3.10): lo scopo è quello di conoscere l'orientamento corretto del tensore degli sforzi principali; in alternativa si può provare a osservare i piani di faglia maggiormente attivi (rottura a taglio) che intercettano gli scavi.



Fig. 3.10. Esempio di orientamento delle tensioni di campo per le superfici interne di una miniera, determinato dalla sismicità. (Wiles et al., 2000).

- Classificazione degli eventi sismici
 - a) Valutare se gli eventi possono essere associati o meno ad una certa struttura geologica nota (discontinuità, intrusioni, faglie).
 - b) Nel caso in cui la maggior parte degli eventi non sia distribuita in modo casuale, ma invece risultino essi attigui ad una sorgente ben definita, si ripete quanto fatto al secondo punto del metodo precedente (riportare lo stato di sforzo dei punti più significativi e tracciare i criteri di resistenza, come fatto, ad esempio, in Fig. 3.11).





c) Gli eventi sparsi sono comunque indicatori utili per valutare l'estensione delle microfratture intorno alle gallerie.

- Utilizzo degli eventi sismici come rilevatori di estensione e orientamento delle strutture geologiche
 - a) Se esistono irregolarità nella distribuzione degli eventi, ciò può significare (ma non è detto) che una superficie di rottura subisce delle deviazioni, oppure che essa intercetta altri ordini di discontinuità.
 - b) Per migliorare la conoscenza dello scenario di lavoro e compiere previsioni sensate occorre aggiornare continuamente il modello con gli ultimi dati raccolti.

Qualunque approccio si decida di adottare tra i tre appena elencati, quindi, è nuovamente possibile costruire un modello deterministico sufficientemente affidabile. Tuttavia, lo sforzo ingegneristico per reperire e processare tutti questi input è assai elevato; pertanto, è preferibile che la calibrazione dei parametri geometrici e fisici diventi un processo automatico.

Il processo iterativo, che porta a calibrare i parametri del sistema geomeccanico attraverso ripetute correzioni da parte dei tecnici incaricati, richiede in genere molto tempo e un'organizzazione complessa.

Se si imponessero direttamente le condizioni correnti riscontrate in situ all'interno del modello deterministico e si affidasse a quest'ultimo il compito di effettuare la ricerca dei parametri, verrebbe aggirato l'ostacolo.

La differenza è appunto la seguente: da una parte c'è un modello in cui è presente un set di parametri già calcolati sulla base di un'operazione di pre-*processing* (*trial and error*); dall'altra si avrà un modello dove sono stati inseriti i dati aggiornati sulla microsismicità del sistema. Nel secondo caso, quindi, dopo aver localizzato le strutture geologiche (tramite intersezioni, sismicità e interpretazione geologica), occorre:

 quantificare gli spostamenti lungo le faglie (definite e introdotte nel modello come discontinuità a taglio), imposti dalla sismicità rilevata, e inserirli nel modello (vedere Fig. 3.12), così che diventino la causa del successivo carico imposto quando si verificheranno nuovi eventi (infatti, se ora si conducesse un'analisi sul modello con parametri di primo tentativo, potremmo determinare la misura in cui tensioni e spostamenti sono influenzati dalle deformazioni provocate dalla sismicità).



Fig. 3.12. Sismicità in corrispondenza dei piani di faglia. (Wiles et al., 2000).

2) valutare, in base ai livelli tensionali raggiunti e assumendo un certo angolo d'attrito per il materiale in corrispondenza della faglia (c = 0), quanto la tensione di taglio supera il criterio di Mohr-Coulomb e quindi se un dato punto della superficie è soggetto a un potenziale scorrimento (Fig. 3.13).



Fig. 3.13. Tensione di taglio in eccesso sui piani di faglia. (Wiles et al., 2000).

3) dividere le superfici di scorrimento in elementi discreti e sufficientemente piccoli (si veda Fig. 3.14); su ognuno di essi si considera lo spostamento ottenuto all'istante precedente (ultimo evento registrato e inserito) per stimare la resistenza locale tramite una *back-analysis*, ovvero seguendo il principio che l'angolo d'attrito locale, $\phi = \arctan(\tau/\sigma_n)$, sarà quello necessario ad impedire lo spostamento sopra citato (una volta imposto lo scorrimento, l'elemento discreto rimane in quiete fino a quando non viene inserito nel modello un nuovo evento).





Più è alta la resistenza (ϕ) in una zona della faglia, maggiore è la probabilità che, in tale area, si abbiano asperità o caratteristiche geometriche (curvature, offset) che mantengono la superficie "appesa" all'ambiente circostante (spostamenti ridotti).

Riassumendo dunque, l'uso del monitoraggio microsismico, in questo caso, non è servito solo per identificare la presenza delle faglie, ma anche per imporre gli effetti (spostamenti) della sismicità e, di conseguenza, per calibrare direttamente i parametri del modello numerico.

In linea teorica, si potrebbero anche applicare gli spostamenti (effetti della sismicità registrata) a elementi 3D, anziché a porzioni piane di quelle che si ritengono essere superficie di scorrimento dell'a. r.. Questo può essere un vantaggio, se lo scopo è quello di non applicare al modello ipotesi poco robuste circa i meccanismi di rottura attesi. Così facendo saranno i dati sismici a determinare automaticamente i cinematismi nel modello. Bisognerà aspettarsi deformazioni tridimensionali non conformi agli scorrimenti inizialmente previsti, ma è altresì possibile individuare nuovi meccanismi di rottura e quindi, in definitiva, nuovi *rockburst* altrimenti non prevedibili.

Questo approccio presuppone chiaramente una elevata affidabilità dei dati sismici di input (proprietà che il modello utilizza progressivamente per determinare la deformazione), perché, così facendo, ogni valutazione di carattere parametrico è affidata al modello e c'è il rischio che un dato errato abbia riflessi negativi crescenti durante il calcolo delle deformazioni responsabili di potenziali *rockburst* (risultati distanti dalla realtà).

3.4.1.2. Kaiser, Vasak, Suorineni, Thibodeau (2005) – New Dimensions in Seismic Data Interpretation with 3-D Virtual Reality Visualization for Burst-prone Mines

Ormai l'elaborazione delle informazioni trae vantaggio, in qualsiasi campo, dalla loro rappresentazione in forma grafica. Infatti, i primi modelli VR (*Virtual Reality*) furono sviluppati negli anni '70 per scopi militari, ma si diffusero rapidamente all'inizio del nuovo millennio in tanti altri settori come l'industria aerospaziale, biomedica, dell'autoveicolo, del petrolio, quindi anche l'industria mineraria e l'ingegneria geotecnica. I vantaggi di inserire dati scientifici o ingegneristici in forma testuale all'interno di un ambiente di visualizzazione chiaro e multi-funzionale possono essere numerosi:

- migliore percezione visiva dello scenario di lavoro;
- capacità di integrare grandi volumi di dati complessi provenienti da diverse fonti;
- maggiore efficienza e rapidità nella comprensione dei dati complessi e semplificazione del processo critico;
- incoraggiamento della collaborazione interdisciplinare tra diversi *team* di professionisti e del *brainstorming*;
- collegamento di esperti geograficamente distanti (attraverso centri VR connessi) per la risoluzione di problemi a costi molto ridotti e con grandi risparmi di tempo;
- pianificazione strategica, negoziazione e pubbliche relazioni basate sul principio di "vedere per credere" (manager e investitori possono convincersi più facilmente della bontà di un certo progetto visualizzandolo istantaneamente anziché dovendo leggere per intero relazioni tecniche molto lunghe e articolate).

Le miniere e le gallerie, infatti, sono sistemi caratterizzati da una moltitudine di aspetti di rilevanza ingegneristica, sia al fine di sviluppare un'adeguata efficienza del lavoro, sia per la sicurezza e i costi delle varie fasi in cui esso si articola. Purtroppo questi dati non sono sempre disponibili ed integrati in maniera sistematica. Per raccoglierli e analizzarli correttamente, occorrono dunque un sistema di monitoraggio e un codice di visualizzazione che consentano a tutti i professionisti coinvolti di collaborare per comprendere le proprietà del sistema studiato.

La VR permette di acquisire una panoramica del sistema così come esso si presenta nella realtà, ma in scala ridotta (quindi facilmente osservabile) e arricchito di informazioni inerenti diversi aspetti che lo caratterizzano (strutture geologiche, proprietà meccaniche, sismicità,...) inseriti sotto forma di scale cromatiche (un esempio in Fig. 3.15). Inoltre, è possibile effettuare rotazioni, zoom e sezioni che evidenziano alcuni dettagli specifici, altrimenti non osservabili.



Fig. 3.15. Geometria di scavo integrata, immagine di dati geologici e sismici nel blocco minerario. (Kaiser et al., 2005).

Gli eventi sismici e microsismici sono trattati separatamente, in ragione del fatto che i loro effetti si possono distinguere tra *rockburst* (improvvise e violente esplosioni, ossia rischio a breve termine) e degrado dell'ammasso roccioso (progressiva riduzione degli indici di qualità, quindi rischio a lungo termine).

«Understanding seismic events from mining safety and enhanced production point of view enables identification of zones of potential seismic activity and the characteristics of seismic aftershocks. This in turn enables one to estimate consequences of additional loading on mine structures in order to select appropriate support systems based on the level of anticipated hazard and location. Through the power of the VR the Geomechanics Research Centre (MIRARCO) has developed various approaches to interpret seismic and microseismic data patterns.» [Kaiser et al., 2005].

«The power of the VR for the interpretation of seismic data is the ability to display large volumes of data and different types of data in a multi-dimensional form (e.g. event magnitude, damage location, damage intensity (seismic clustering; [...])) and, most importantly, in time sequence [...].» [Kaiser et al., 2005].

Sulla base dei dati strutturali, tensionali e (micro)sismici raccolti per una storica miniera di Creighton (Canada)¹⁹ è stato possibile compiere diverse osservazioni.

Tutti gli eventi sismici e microsismici registrati sono collocati lungo strutture geologiche, quali piani di debolezza e discontinuità dei materiali. Occorre tuttavia capire come queste strutture possano interagire con le fratture uniformemente distribuite in ogni direzione dell'ammasso roccioso e con tensioni indotte dalle operazioni di scavo, per scopi sia economici sia di sicurezza.

Grazie alla VR, ora è possibile studiare l'evoluzione nel tempo e nello spazio della sismicità intorno a queste strutture (vedere Fig. 3.16), notando, ad esempio, come la deformazione accumulata in alcuni punti possa portare allo sviluppo di nuove zone attive locali, le quali, interagendo con quelle preesistenti e maggiormente estese, sono in grado di modificare i meccanismi di rottura o innescarne di nuovi, con conseguente migrazione della sismicità (e del rilascio di energia).



Fig. 3.16. Schema di diffusione della sismicità dopo il filtraggio di *blast* e altri eventi non correlati. (Kaiser et al., 2005).

Scartando gli eventi indotti da esplosioni o legati ad un precursore, così come quelli che non hanno correlazione né fisica né geologica, è possibile tracciare stringhe di vettori che collegano tra loro eventi successivi, responsabili quindi di un continuo processo di deformazione. Osservando in modo attento gli eventi, si riescono ad individuare blocchi (o volumi) più attivi, tali da ipotizzare che il trasferimento di energia e deformazione prodotto da ciascun evento sia confinato in uno spazio circostante ad esso (Fig. 3.17). Si costruiscono quindi matrici di interazione (Tab. 3.1) tra eventi interni ad un blocco e tra i vari blocchi, contenenti ogni genere di informazione messa a disposizione dai sensori installati. Questa procedura di integrazione di dati consente la valutazione della pericolosità sismica nel sistema.

¹⁹ I risultati presentati nel documento di Kaiser et al. (2005) sono il risultato di una collaborazione congiunta tra l'ex Dipartimento di Tecnologia delle Miniere INCO, la Miniera INCO di Creighton (Saskatchewan, Canada) e la MIRARCO (*Mining Innovation Rehabilitation and Applied Research Corporation*) di Greater Sudbury (Ontario, Canada). La Miniera di Creighton è in funzione da oltre 100 anni e, al tempo della pubblicazione, i piani a lungo raggio erano in fase di revisione per scavare ben al di sotto dell'orizzonte di 2.500 m. Associate a questa lunga storia di operazioni in profondità, si registrano attività sismiche indotte e monitorate da un *Hyperion Microseismic System* (2000), a pieno regime dal novembre 1995.



Fig. 3.17. Blocchi sismici valutati in base allo schema di diffusione della sismicità. (Kaiser et al., 2005).

Aftershock Activity Matrix for Defined Regions	Block#1	Block #2	Block#3	Block #4
Block #1				
Probability	0.57	0.14	0.29	
Inter Region Probability		0.33	0.67	
Distance (feet)	370	1430	590	
Delay (hours)	7.258	3.078	0.524	
Relative Mn change	-0.95	-1.50	-1.15	
Block #2				
Probability		0.64		0.18
Inter Region Probability				0.50
Distance (feet)		98		622
Delay (hours)		0.069		10.253
Relative Mn change		-0.74		-1.05
Block #3				
Probability			1.00	
Inter Region Probability				
Distance (feet)			128	
Delay (hours)			4.425	
Relative Mn change			-0.85	
Block #4				
Probability		0.43	0.14	0.43
Inter Region Probability		0.75	0.25	
Distance (feet)		294	138	140
Delay (hours)		1.308	9.756	1.429
Relative Mn change		-0.93	-1.00	-0.27

Tab. 3.1. Matrice di migrazione sismica per quattro blocchi, considerando gli eventi con M_N (magnitudo di Nuttli) > 2.2. (Kaiser et al., 2005).

I rischi nelle miniere sono due: il degrado nell'ammasso roccioso indotto dall'attività microsismica e il carico dinamico, o lo scuotimento, dovuto alla propagazione delle onde sismiche.

Nel primo caso, si avrà un danno diffuso nello spazio o concentrato su piani di faglia. Per analizzare gli eventi microsismici (*Principal Component Analysis*, o PCA), occorre dunque legarli e raggrupparli secondo un criterio spazio-temporale, eliminando però gli *outlier* (eventi casuali o indotti). In questo modo possono essere ricostruiti i piani sismicamente attivi (SAPs) dalla distribuzione delle fratture locali, le quali, in alcuni casi, sono a loro volta responsabili della creazione di nuove superfici di rottura nel tempo. Se gli eventi sono collocati su determinati piani sismicamente attivi (esempio in Fig. 3.18), occorre prima individuarli e successivamente isolare gli eventi che riguardano ciascuno di essi (pre-*processing*, o *cluster identification*), perché, altrimenti, si corre il rischio di legare tra loro fenomeni che in realtà non sono correlati. Il confronto tra i risultati delle analisi a computer e le superfici di rottura mappate durante i rilievi in situ evidenzia poi il grado di affidabilità del modello virtuale ottenuto.



Fig. 3.18. Piani sismicamente attivi determinati dalla PCA su 247 *cluster* microsismici. (Kaiser et al., 2005).

Quando invece si ha a che fare con danni provocati dallo scuotimento sismico o dal sovraccarico tensionale dinamicamente indotto, è probabile che si inneschino *rockburst* sulle pareti degli scavi, a causa dell'accelerazione dinamica (eiezioni o crolli di roccia). Qualunque sia il fattore di sicurezza di una struttura geologica prossima alle gallerie, il carico dinamico provocato da una scossa porterà a una sua riduzione e, se si raggiunge l'equilibrio limite (FS = 1), si avrà un cinematismo. Per quantificare il carico dinamico, Kaiser et al. (1996) considerarono una tensione dinamica equivalente:

$$\Delta \sigma^{d} = \mathbf{n} \cdot \mathbf{c}_{s} \cdot \boldsymbol{\rho} \cdot \mathbf{p} \mathbf{p} \mathbf{v}_{s} \,. \tag{26}$$

Nell'Eq. 26 si indica con n un coefficiente (valore minimo/massimo pari a -4/+4) che dipende dall'orientamento del raggio sismico rispetto alla generica direzione radiale che intercetta la frontiera dello scavo (angolo θ); c_s [m/s] è la velocità di propagazione delle onde-S nel mezzo roccioso, ρ è la densità della roccia [kg/m³] e ppv_s [m/s] (*S-wave induced peak particle velocity*) sarebbe la velocità di spostamento delle particelle di materiale investite dalle onde-S, ossia:

$$ppv_{s} = \frac{c^{*} \cdot 10^{a^{*} \cdot (M_{N}+1)}}{R}$$
[27]

dove a* e c* sono costanti che variano in base al caso studio (es: miniera di Creighton (Canada), a* = 0.3 e c* = 0.5), M_N è la magnitudo di Nuttli dell'evento (micro)sismico ed R [m] è la distanza focale.

Tenendo conto anche dei carichi statici (Fig. 3.19), la massima tensione tangenziale (statica e dinamica) sarà data da:

$$\sigma_{\theta,\max}^{s+d} = 3\sigma_1^{s+d} - \sigma_3^{s+d} =$$

= $(3\sigma_1^s - \sigma_3^s) + \Delta \sigma_{\max}^d =$
= $(3\sigma_1 - \sigma_3) + (4c_s \cdot \rho \cdot ppv_s).$ [28]

Essa è responsabile delle deformazioni al contorno di scavo e quindi del pericolo associato ai *rockburst*.



Fig. 3.19. La sovrapposizione di tensioni statiche e dinamiche, in caso di sismicità, aumenta le sollecitazioni complessive intorno agli scavi. (Kaiser et al., 1996).

Le mappe di pericolosità sismica riassumono in maniera intuitiva un gran numero di dati processati per desumere i livelli di attività sismica e i danni conseguentemente attesi. Lo scopo è quello di pianificare in modo efficace e sicuro gli interventi di sostegno e di sicurezza in genere, oltre alle successive fasi di lavoro.

In tutto questo, i fattori fondamentali per realizzare una mappa di pericolosità sono tre:

- il degrado dovuto alla microsismicità (valutazione dell'indice di qualità RMR o GSI);
- i piani sismicamente attivi (valutazione del Q-*system*, se considerati al pari dei giunti presenti nelle rocce);
- il carico dinamico (calcolo della tensione dinamica equivalente $\Delta \sigma^{d}$).

Ciascuno di questi fattori permette una valutazione parziale della pericolosità e combinandoli tra loro si è in grado di tracciare le mappe di pericolosità generale per una determinata regione interessata da gallerie in roccia (Fig. 3.20).



Fig. 3.20. Esempio di valutazione e disegno della mappa di pericolosità: degrado nel tempo (*a*); SAPs assunti come giunti di trazione (*b*); livelli di tensione per eventi con $M_N > 2.5$ (*c*); stima complessiva (*d*). (Kaiser et al., 2005).

Come informazioni complementari siamo tenuti a considerare localmente anche la direzione di scavo (che incide sulla risposta delle discontinuità geologiche) e le tensioni agenti sui sistemi di sostegno (in particolare rispetto alla loro capacità), ossia tutti i fattori che concorrono ad aumentare la pericolosità dell'evento e la vulnerabilità dell'opera.

Per ogni livello di pericolosità e di vulnerabilità individuato, in conformità con le tabelle fornite dallo specifico protocollo di sicurezza e senza prescindere in alcun modo dal valore dell'opera (vale sempre infatti che Rischio = Pericolosità x Vulnerabilità x Esposizione), devono essere predisposte tutte le necessarie misure di prevenzione, protezione ed eventuale interruzione e ripristino delle normali condizioni di lavoro (evitando comunque di eccedere nei costi e nei tempi, per ridurre al minimo gli sprechi dell'investimento complessivo).

Da alcuni anni a questa parte, tale procedura può avvenire anche in maniera semiautomatica, ossia impiegando le *toolbox* di opportuni software (oggi sempre più completi e diffusi) destinati alla modellazione, al calcolo e alla gestione dei fenomeni deformativi riguardanti gli ambienti di scavo. 3.4.1.3. Hudyma, Potvin (2009) – An Engineering Approach to Seismic Risk Management in Hardrock Mines

Considerato un campione di miniere scavate in roccia ad elevata resistenza, distribuite su diverse aree del pianeta (Australia, Canada, Sud Africa,...) e attive complessivamente da circa un secolo, sono stati raccolti dati inerenti gli eventi sismici e di *rockbursting* occorsi in esse, evidenziando come non si possano considerare fenomeni accidentali.

Pertanto è necessario comprendere come valutare e gestire i rischi. Una prima importante operazione consiste nell'individuare le sorgenti sismiche attraverso i relativi sistemi di monitoraggio. Successivamente, i dati devono essere analizzati in modo pratico attraverso opportune tecniche. Alcune di queste sono state testate con successo sul campo.

La logica ingegneristica che definisce la gestione del rischio consiste dunque nei seguenti passaggi.

1) Identificazione delle sorgenti sismiche

La sorgente sismica è un volume di roccia confinato, in cui le condizioni geologiche e le variazioni tensionali si combinano in modo tale da innescare un processo di rottura dell'a. r. (non un singolo evento, in genere, bensì eventi successivi e correlati).

La distanza tra i sensori necessari a localizzare gli eventi può essere calcolata come radice quadrata del rapporto tra l'area monitorata (assumendo che prevalgano due lati del volume rispetto al terzo) e il numero dei sensori disponibili. Chiaramente, più precisi sono i sensori, maggiore sarà il numero di eventi registrati (legge di potenza) e l'affidabilità delle analisi migliora di conseguenza.

Pur in presenza di una buona strumentazione di monitoraggio (in base alla disponibilità del committente), che consenta quindi una localizzazione accurata degli eventi, essi non sono comunque in grado di fornire singolarmente informazioni sulla posizione e sul grado di attività di una sorgente sismica. Pertanto, è necessario raggruppare gli eventi secondo determinati criteri.

Il primo criterio di classificazione è quello puramente spaziale (*spatial clustering*), ossia quando gli eventi sismici vengono raggruppati per via del fatto che ricadono all'interno di settori più o meno ampi. Esistono tuttavia alcune difficoltà operative da considerare, tra cui il *noise* (rumore) dei dati, la risoluzione del *clustering* e l'eventuale migrazione delle sorgenti, solo per citarne alcune.

Un altro criterio è quello comprensivo (*comprehensive clustering*), nel quale si incorporano dati riguardanti la posizione, il tempo e i parametri della sorgente. Questa metodologia di raggruppamento presentata è in uso dal 2002. Tale approccio, si può scomporre in due parti (Fig. 3.21): nella prima (CLINK *clustering*) si raggruppano gli eventi per posizione, individuando così gruppi più o meno grandi, ma ben delimitati, ed eliminando eventi isolati che possono alterare i risultati delle analisi successive (operazione di filtro); mentre, nella seconda fase (SLINK *clustering*) si collegano fra loro i



vari gruppi se questi risultano vicini e se possiedono parametri simili per quanto riguarda le loro sorgenti simiche.

Fig. 3.21. Vista in pianta di una miniera che mostra 193 CLINK *cluster (in alto)*, i quali sono stati successivamente raggruppati in 10 blocchi di *cluster (in basso)* utilizzando il processo di SLINK *clustering*. (Hudyma & Potvin, 2009).

2) Analisi parametrica delle sorgenti sismiche

Tra le analisi e i parametri più significativi (dati parziali che devono poi essere integrati) per comprendere il comportamento di una sorgente sismica vengono evidenziati i seguenti.

• Parametro b della legge di Gutenberg-Richter (1944)

Si ricordi innanzitutto che la suddetta legge esprime la probabilità di occorrenza annuale per un evento sismico in funzione del suo livello di magnitudo Richter:

$$N = 10^{a} \cdot 10^{-b \cdot M_{L}} = 10^{a - b \cdot M}$$
[29]

dove 10^{a} è il numero di eventi totali all'anno in una regione, M è la magnitudo minima considerata e b è il parametro che identifica il numero N di eventi annuali con $M_{L} \ge M$. Il parametro b della legge di Gutenberg-Richter può variare molto a seconda del meccanismo di rottura (scorrimento di una faglia, variazione dello stato tensionale indotto da un *blast*) che porta all'innesco di nuovi eventi associati ad una determinata sorgente sismica comune (si veda ad esempio la Fig. 3.22) e questo si riflette sul potenziale sismico.

«Provided that an adequate seismic monitoring system is recording the data, the magnitude of seismic events of large populations generally follows a power law relation (b value approximately = 1). However, when analyzing individual seismic sources or cluster groups, the b value may vary significantly depending on the predominant failure mechanisms. In the case of a fault slip mechanism, the b value is often low (less than 1), which means that the proportion of large events is higher than for the general population of events. This indicates the potential seismic hazard may be high. When the seismicity is the result of a local stress change immediately following a blast, the b value is higher (often in the range of 1.2-1.5) indicating a comparatively low seismic hazard.» [Hudyma & Potvin, 2009].



Fig. 3.22. Grafici del b-*value* per due diverse sorgenti sismiche (*clusters*). Il primo diagramma dei b-*value* (*a sinistra*) è tipico di un meccanismo *fault-slip*. Il secondo diagramma (*a destra*) rappresenta invece un meccanismo legato alle variazioni di carico. I due cluster hanno approssimativamente lo stesso numero di eventi per $M_L = 0$, ma il primo *cluster* ha una percentuale relativamente alta di eventi molto forti, a differenza dell'altro. (Hudyma & Potvin, 2009).

• Time-history delle magnitudo e grafici giornalieri (Figg. 3.23 e 3.24)

Insieme costituiscono un altro strumento importante, perché consentono di valutare la relazione tra sismicità (intesa sia come numero sia come frequenza relativa e cumulativa di eventi) e variazioni dello stato di tensione legate alle attività di scavo, da tradurre poi in misure di mitigazione del rischio di eventi intensi (tra cui, soprattutto, finestre di sospensione).



Fig. 3.23. *Time-history* di magnitudo per due diverse sorgenti sismiche. Il grafico *in alto* è indicativo di un rischio ridotto, in quanto la sismicità tende a rispondere all'attività di *blast* ed è di bassa magnitudo. Il grafico *in basso*, invece, è indicativo di un rischio elevato, in quanto eventi sismici relativamente grandi si verificano indipendentemente dalle attività di *blast*. (Hudyma & Potvin, 2009).



Fig. 3.24. Due esempi di grafici diurni: il grafico *in alto* mostra un caso in cui la sismicità non dipende dal *blast*, mentre nel grafico *in basso* la sismicità è altamente reattiva alla *blast*. (Hudyma & Potvin, 2009).

• Rapporto di energia tra le onde-P e le onde-S (Fig. 3.25)

E' un dato significativo, poiché definisce il meccanismo di rottura dominante, rispettivamente tra la variazione dello stress volumetrico (espansioni/contrazioni) e di taglio (distorsioni).

Inoltre, il rapporto energetico S:P di alcuni processi di rottura risulta fortemente dipendente dalla portata dell'evento; pertanto, i meccanismi e i contributi energetici delle onde di volume associati ai piccoli eventi possono essere molto diversi rispetto a quelli dei grandi eventi.

«For example, the S:P ratio can often be used to separate shear and nonshear mechanisms. When significant and large events occur out of phase with blast on the magnitude-time history chart and on diurnal chart, it is indicative of fault-slip behaviour. If the b value is low and the source location is physically close to a structure then all indicators point towards a structure that is slipping. On other hand, if the S:P ratio is pre-dominantly low (non-shear), the b value is high, the events corroborate with blast time and the source location is in proximity to mine development or stopes, but not to known geological structures, then the rock mass failure mechanism is likely to be volumetric stress change. Defining the dominant failure mechanism at a source is an important step in understanding the potential hazard of the source.» [Hudyma & Potvin, 2009].



Fig. 3.25. Rapporto energia tra onde-S e onde-P per due *cluster*. La distribuzione del cluster posto *in alto* mostra un meccanismo di taglio dominante, mentre il cluster rappresentato *in basso* denota un altro tipo di meccanismo (variazione della tensione isotropa). (Hudyma & Potvin, 2009).

• Tensione apparente

La sua crescita denota l'aumento del rischio sismico, perché al variare delle tensioni (ridistribuzione indotta dai *blast*) si ha un accumulo di energia deformativa che, successivamente, viene rilasciata e si trasforma in energia sismica; infine, quest'ultima si traduce, come illustrato nel Par. 3.2.5, in un aumento della tensione apparente, che necessita dunque di un'indagine temporale dedicata (Fig. 3.26).



Fig. 3.26. Esempio di *time-history* per la tensione apparente, in cui la frequenza di σ_A (ASF = numero di eventi al giorno che superano una certa soglia di tensione apparente, in questo caso $\sigma_{A,min} \approx 56$ Pa), valutata su un periodo di tempo rappresentativo, è un buon indicatore di rischio sismico elevato (gli eventi di $M_L \ge 1$ si verificano nelle finestre dove risulta ASF > 2.5 eventi/giorno). (Hudyma & Potvin, 2009).

3) Valutazione quantitativa della pericolosità per le sorgenti sismiche

Il rischio di stimare erroneamente l'attività sismica di una o più sorgenti (per una mancanza o per una scarsa accuratezza dei dati raccolti in merito) è concreto. Il periodo di monitoraggio da coprire per renderne affidabili i risultati deve quindi essere sufficientemente lungo e continuo (diversi mesi ÷ alcuni anni). Le sorgenti sismiche, in assenza di attività di scavo nelle vicinanze, possono risultare attive o inattive per un arco di tempo prolungato; oppure, in caso di attività, gli eventi sismici maggiori possono verificarsi con notevole ritardo.

Pertanto, non possiamo sapere a priori quali siano gli intervalli più significativi per un certo scenario, ma dobbiamo condurre le analisi su una base di tempo opportunamente estesa, in modo tale da non sottostimare il grado di sismicità futura.

Le mappe di rischio che vengono realizzate per le gallerie profonde, considerano due macro-fattori: la pericolosità dell'evento generico e l'esposizione del personale e degli *asset*. Se ne può dedurre facilmente che, una volta definito il punto di osservazione del problema, le grandezze più importanti in gioco sono le seguenti: magnitudo dell'evento e distanza della sorgente dalla posizione di interesse. Entrambe concorrono nel definire la velocità di picco delle particelle (Eq. 27), che permette di quantificare la pericolosità sismica in una determinata area.

4) Pericolosità sismica e potenziale di danno da *rockburst*

Solo una minima parte di eventi sismici negli scavi profondi (quelli più violenti e vicini) determinano danni visibili nella parete rocciosa. Inoltre, l'effetto-scala (dimensione caratteristica) e la presenza di strutture geologiche sono entrambi fattori che aumentano sensibilmente la vulnerabilità attesa per lo scavo nei confronti del danno. Heal et al. (2006) hanno definito una relazione empirica per stimare la probabilità e la severità di un *rockburst* sulla base di numerose osservazioni in situ. L'EVP (*Excavation Vulnerability Potential*) è funzione di quattro fattori: stato tensionale, sostegno dello scavo, dimensione dello scavo e strutture geologiche.

$$EVP = \frac{Stress Condition Factor (E_1)}{Ground Support Capacity (E_2)} \times \frac{Excavation Span (E_3)}{Greological Structure (E_4)}$$

[30]

Il valore finale verrà messo in relazione con una certa classe di danno per il sistema di sostegno (Tab. 3.2), così come sono state definite da Kaiser et al. (1992).

Rockburst damage scale	Rock mass damage	Support damage
R1	No rock mass damage or minor loose rock dislodged	No damage to the support system
R2	Minor damage, less than 1 t displaced	Support system is loaded, loose in mesh, plates deformed
R3	1-10 t displaced	Some broken bolts
R4	10-100 t displaced	Major damage to support system
R5	100+ t displaced	Complete failure of support system

Tab. 3.2. Scala di danno da rockburst. (Kaiser et al., 2005).

Questa classificazione, unita al raggruppamento (*clustering*) degli eventi sismici, ai parametri analizzati per le sorgenti, alla mappatura delle aree soggette ad una determinata pericolosità sismica e alla stima del potenziale di *rockburst* costituisce la base di un progetto partito nel 2003 per la creazione di un software (*Mine Seismicity and Risk Analysis Program*, o MS-RAP) che consente di valutare in tempo reale (aggiornando continuamente i dati) la pericolosità sismica, il danno potenziale dovuto ai *rockburst* e gli interventi di mitigazione degli stessi.

3.4.2. Limiti

Inizialmente è stato detto che i modelli deterministici dovrebbero essere in grado di stimare dove e quando potranno verificarsi i *rockburst* e le altre manifestazioni di danno all'interno delle gallerie. Uno degli ostacoli principali a questa valutazione era la mancata conoscenza di posizione, orientamento e comportamento meccanico delle faglie critiche nell'a. r., in relazione agli scavi condotti.

Ora che questo problema è stato superato, i modelli dovrebbero suggerire, in base alle condizioni tensionali conseguenti a certi eventi sismici e alle resistenze locali, dove tenderà ad accumularsi la maggiore energia che risulta responsabile delle violente esplosioni di roccia nei dintorni del fronte di scavo.

Resta tuttavia complicato stabilire i tempi esatti entro cui aspettarsi l'arrivo degli eventi più severi. Spesso è stato osservato che questi si manifestano in rapida successione tra loro, come in un domino; tuttavia, a volte l'incertezza sulla fase di innesco rende impossibile costruire un modello così completo da fornire previsioni accurate.

Poiché tutto dipende dalla ricerca e dalla caratterizzazione delle zone maggiormente instabili (alta densità di danno), la speranza è che l'attività microsismica possa tradirne la presenza e fornire un monito riguardo alla vulnerabilità degli scavi non ancora completati.

Il prossimo capitolo si concentra proprio su questo aspetto, pur senza che venga fatto ricorso a software di modellazione numerica, come quelli presentati poc'anzi: si cercherà di fornire alcuni spunti empirici di riflessione per correlare la risposta deformativa in un sistema di gallerie realizzate all'interno di un vasto a. r. (caso-studio), con la microsismicità rilevata in situ, sia essa spontanea o indotta dai lavori di scavo (altro nodo questo sul quale si auspica di riuscire a fare più chiarezza).

4. ANALISI DI UN CASO-STUDIO: UNA CENTRALE IDROELETTRICA

4.1. PRESENTAZIONE DEL CASO-STUDIO

4.1.1. Informazioni generali, schema di funzionamento e misure fondamentali

La centrale idroelettrica, oggetto del seguente studio, si trova nella parte centromeridionale della Cordigliera delle Ande (America del Sud).

Gli appaltatori internazionali di opere civili coinvolti nel progetto sono stati incaricati dello scavo di oltre 66 km complessivi di gallerie (più i tunnel di accesso) per rifornire due impianti idroelettrici sotterranei ad acqua fluente (si vedano le Figg. 4.1 e 4.2). Tali impianti contribuiranno per circa 531 MW all'approvvigionamento di un'imponente rete elettrica.

Il presente Elaborato si concentra solo sull'impianto di monte (275 MW), il quale, a causa della copertura più elevata, sarà collocato in un ambiente soggetto a maggiore rischio di *rockbursting*.



Fig. 4.1. Mappa del progetto idroelettrico completo; viene evidenziata la centrale di monte su cui si concentrano le analisi.



Fig. 4.2. Schema logico del progetto idroelettrico completo; viene evidenziata la centrale di monte su cui si concentrano le analisi.

La centrale idroelettrica di monte e il tunnel che ne consente l'accesso dall'esterno del versante montuoso sono indicati rispettivamente con le sigle PHAF II e VA1.

Il VA1 subisce tre biforcazioni, da cui hanno origine altrettanti rami secondari: VA1-1, VA1-2, VA1-3 (Fig. 4.3). Gli allacciamenti della centrale con le condotte in ingresso completano il settore di scavi sotto esame.

La lunghezza del tunnel VA1 è pari a 2491 m (inizio della caverna). Le sue due biforcazioni principali (inizio dei segmenti VA1-1 e VA1-2) sono collocate rispettivamente alle progressive 2+277 e 2+390 riferite allo stesso VA1, mentre l'inizio del tunnel VA1-3 (biforcazione secondaria) è posto in corrispondenza della progressiva 0+144 relativa al tunnel VA1-2.



Fig. 4.3. Pianta della centrale idroelettrica e della galleria di accesso (con associate diramazioni).

Gli scavi sono stati realizzati utilizzando il metodo convenzionale *full-face* (nessuna suddivisione del fronte) e adottando principalmente la tecnica *drill and blast* (D&B).

La scelta della sezione trasversale per il VA1 è stata effettuata in accordo con le imprese appaltatrici: forma e dimensioni sono state definite tenendo conto di tutti i requisiti di sicurezza, logistica e costruzione.

In definitiva si è optato principalmente per una soluzione a "ferro di cavallo" con corona circolare, piedritti verticali e senza arco-rovescio (pavimentazione piana). La sua dimensione caratteristica (larghezza \equiv altezza) misura poco meno di 7 m (Fig. 4.4).



Fig. 4.4. Sezione principale per il tunnel VA1 (quote in metri).

Dal momento che la galleria VA1 si immerge nel versante con pendenza negativa, ossia i \approx -8.3% (ad esclusione di un breve tratto iniziale in salita e del segmento finale in piano), il ricoprimento massimo si registra in corrispondenza della sezione finale, cioè all'ingresso della caverna PHAF II, dove vale circa H = 1025 m.

4.1.2. Caratteristiche geologiche e dati geotecnici di base

In base ai dati raccolti (documenti tecnici disponibili, rilievi geostrutturali svolti in situ), viene evidenziato come l'a. r. adiacente al tunnel di accesso sia composto in prevalenza da brecce e arenarie oltre che, in subordine, da tufi e andesiti.

Per quanto concerne lo stato fessurativo, esso è più marcato in superficie, dove spesso si possono incontrare anche alcuni blocchi disgiunti. Anche l'alterazione ambientale (*weathering*) risulta più accentuata laddove si hanno affioramenti rocciosi. In profondità invece, dove si snoda il tracciato della galleria di ingresso alla centrale idroelettrica, le condizioni generali dell'a. r. migliorano sotto entrambi gli aspetti citati. In ogni caso, alcune eterogeneità o discontinuità locali possono essere riscontrate soprattutto in corrispondenza di faglie o zone che presentano sensibili deformazioni a taglio.

I principali parametri meccanici che caratterizzano l'a. r. in cui è stato scavato il tunnel VA1 sono raccolti nella Tab. 4.1.

γ [kg/m ³]	m i [-]	E _d [GPa]	ν [-]
2650	20	25 ÷ 52	0.25

Tab. 4.1. Parametri geotecnici nell'intorno della galleria VA1.

Non essendo disponibili misurazioni dirette, l'unica via per conoscere lo stato tensionale (in funzione della profondità di scavo) è quella di dedurlo grazie ad alcune considerazioni su alcuni aspetti geomorfologici e sismici che caratterizzano il sito dove è posta l'opera.

Come è noto, le Ande si collocano in una delle regioni sismicamente più attive del pianeta. In particolare, la convergenza, o fenomeno di subduzione, tra la placca oceanica (Nazca) e quella continentale (sudamericana) ha determinato sia l'elevazione della catena montuosa che l'attività sismo-vulcanica presente lungo gran parte del suo sviluppo (Fig. 4.5). La velocità con cui la crosta oceanica si immerge al di sotto di quella continentale (più densa) aumenta da nord a sud in maniera più o meno regolare, ma rimane confinata in un intervallo di 70 \div 80 mm/anno.



Fig. 4.5. Margini e direzione di moto delle placche.

Alla scala locale, per determinare lo stato tensionale in condizioni non disturbate da opere in sotterraneo, è possibile fare riferimento alla *World Stress Map* (WSM), ossia un database globale e continuamente aggiornato sulle tensioni geostatiche (*www.world-stress-map.org*), ottenuto considerando una serie di indicatori di sforzo, tra cui meccanismi all'origine dei terremoti, fratture indotte dalla perforazione meccanica, prove di fratturazione idraulica, sondaggi geognostici,...²⁰. Si considerino, a tal proposito, le Figg. 4.6, 4.7 e 4.8.

²⁰ Maggiori dettagli sulle diverse tecniche di rilevamento della direzione di $\sigma_{h,max}$ sono disponibili sullo *Scientific Technical Report 16-01* della WSM 2016.



Fig. 4.6. Presentazione e legenda della World Stress Map (2016).



Fig. 4.7. World Stress Map (2016) per l'America del Sud.


Fig. 4.8. Particolare della *World Stress Map* (2016) in prossimità dell'impianto idroelettrico.

La maggior parte di questi indicatori segnalano che lungo il settore andino in questione è presente un campo di tensioni orizzontali di compressione che agisce in maniera più marcata lungo l'asse E-W: la massima tensione orizzontale $\sigma_{h,max}$ agente su un generico elemento infinitesimo di roccia si assume quindi diretta in modo sub-parallelo al cinematismo tettonico locale (margine convergente).

Non è possibile comunque trascurare le condizioni geologiche che inducono variazioni nel campo tensionale prevalente. A causa di queste irregolarità nel comportamento meccanico, sono stati utilizzati alcuni test (fratturazione idraulica) condotti per opere che sorgono nelle vicinanze del sito di interesse, così da poter valutare il miglior modello analitico (curve di interpolazione) associabile ai risultati delle prove stesse (Fig. 4.9).



Fig. 4.9. Curve di interpolazione dei dati inerenti lo stato tensionale misurato in situ.

La valutazione del potenziale di *rockburst*, la successiva stima della massima profondità di danno (DOF) e la classificazione del rischio generale (così come sono state definite e illustrate nel Par. 2.3.4) sono oggetto di sicuro interesse per questo caso-studio. Esse infatti risultano fondamentali al fine di progettare un sistema di sostegno adeguato e un piano di lavoro dettagliato che considerino tutti i vincoli di sicurezza e le esigenze economiche del sistema di produzione.

Tuttavia, poiché il focus di questa Tesi riguarda la correlazione tra microsismicità e fenomeni deformativi, ci si limita a evidenziare gli output definitivi del processo di calcolo che conduce all'inquadramento del sito nei confronti del problema dei *rockburst*. Peraltro, in passato tale operazione è già stata oggetto di studio, con riferimento a particolari settori della stessa opera.

Si possono dunque riassumere (Tab. 4.2) gli aspetti ingegneristicamente più rilevanti, basandosi sui dati elencati in precedenza e sulla stima per i parametri di resistenza e per la qualità dell'a. r. in cui viene realizzato il tunnel VA1 (Cap. 2):

Valutazione	Autore	Anno	Esito per il caso- studio
comportamento a rottura dell'a. r.	Diederichs	2007	shear; shear/spall; spall/shear
potenziale di rockburst	Diederichs	2007	medio-alto
livello di danno causato dallo spalling	Diederichs	2010	rottura seria
comportamento dello scavo	Russo	2014	<i>spalling/rockburst</i> severo
difficoltà di realizzare un sistema di sostegno per lo scavo	Martin et al.	1999	medio-alta
spessore di spalling - DOF	Martin et al.	1999	1.5 ÷ 2 m
spessore di rockburst (livello)	Kaiser et al.	1996	> 0.75 m (maggiore)
energia cinetica dei blocchi proiettati (livello)	GDE	2014	$10 \div 25 \text{ kJ/m}^2$ (alto)

Tab. 4.2. Riassunto delle valutazioni geo-ingegneristiche nell'intorno della galleria VA1.

4.1.3. Sistema di monitoraggio e documenti di report

Il sistema di monitoraggio impiegato per raccogliere i dati sulla microsismicità del tunnel VA1 è un prodotto dell'*Institute of Mine Seismology* (ISM) ed è costituito da (si riveda il Par. 3.3.1):

- componente *hardware* → comprende i sensori, gli strumenti di acquisizione, di conversione A/D e di trasferimento dati;
- componente *software* → permette di registrare, processare, visualizzare e analizzare i dati microsismici grezzi provenienti dalla componente *hardware*.

In particolare, il *software* è in grado di rappresentare la microsismicità su appositi *monitor*, sia nel tempo sia nello spazio, confrontando poi gli eventi individuati con i risultati forniti dai modelli di stato tenso-deformativo (BEM) e valutando in tempo reale le condizioni del sistema di monitoraggio stesso (errori di settaggio,

difettosità delle componenti, distorsione o ridondanza del segnale, disturbo indotto dalle operazioni di scavo,...).

Il formato dei dati raccolti si caratterizza per una struttura matriciale, in cui le righe corrispondono ai singoli eventi microsismici individuati, mentre ogni colonna corrisponde ad un particolare parametro che serve a identificare, collocare o quantificare ciascun evento.

Tra tutti i parametri (36 colonne) registrati dalla centralina di calcolo del sistema di monitoraggio, per le analisi che verranno condotte in seguito sarà sufficiente considerare solo i seguenti:

- data [gg:mm:aaaa];
- ora [hh:mm:ss];
- posizione lungo la direzione X (distanza E-W rispetto all'origine) [m];
- posizione lungo la direzione Y (distanza N-S rispetto all'origine) [m];
- posizione lungo la direzione Z (altezza h rispetto all'origine) [m];
- momento sismico totale [Nm];
- energia sismica rilasciata totale [J];
- energia sismica rilasciata onde-P [J];
- energia sismica rilasciata onde-S [J].

Il monitoraggio consente di ottenere informazioni dettagliate e in tempo reale sugli eventi microsismici che portano alla nascita e/o alla propagazione delle fessure, responsabili a loro volta dell'indebolimento meccanico locale per l'a. r.. Ciò significa che, se il sistema installato a tal fine funziona correttamente e lavora secondo le attese, i dati verranno raccolti istante per istante ed elaborati per essere poi oggetto di interpretazione grafica.

Per questioni di comodità e rilevanza statistica, allo scopo di valutare meglio i periodi di maggiore attività microsismica, tutti gli eventi registrati dall'inizio dei lavori sono stati suddivisi in base alla data di occorrenza, così da poter realizzare bollettini giornalieri e settimanali (*report*) completi di ogni informazione necessaria alla loro consultazione.

Di seguito vengono presentate alcune immagini (Figg. 4.10, 4.11 e 4.12) che illustrano le principali informazioni riportate in ciascun bollettino.



Fig. 4.10. Presentazione del *report* giornaliero sull'attività sismica nel tunnel VA1 e nelle sue derivazioni; riepilogo di *blast* ed eventi *rockburst* rilevati.



Fig. 4.11. Vista in pianta degli eventi microsismici e riepilogo sulla posizione corrente dei fronti di scavo.





Fig. 4.12. Distribuzione della magnitudo di momento (a); distribuzione dell'altezza relativa degli ipocentri rispetto ai fronti di scavo (b); eventi orari e massima magnitudo di momento oraria (c); energia sismica rilasciata all'ora (più valori cumulativi) (d).

Anche gli eventi *rockburst* sono sottoposti a continuo monitoraggio e ognuno di essi viene schedato, indicando sia in forma testuale sia tramite immagini (disegni e fotografie) i diversi tipi di danno provocati e allegando i primi commenti tecnici. Le informazioni più significative riguardanti i *rockburst* e contenute nei rispettivi *report* sono così riassumibili:

- data e ora;
- posizione (tunnel);
- fase dei lavori in corso;
- data e ora dell'ultimo *blast*;
- posizione del fronte di scavo;
- dimensione, forma e velocità di proiezione dei blocchi;
- danni al supporto;
- danni a personale, infrastrutture, attrezzature;
- dinamica dell'evento (per quanto nota).

Nelle Figg. 4.13 e 4.14 è possibile vedere un tipico esempio di *report* per un evento *rockburst*.

Reg. No: 01	y17			GEOTEC	ECHNICAL DEPARTMENT				
				ROCKBU	RST E	ENT RE	PORT		
Date	e 11-10-2017				Even	Event		ckhurst	
Time	5:35			Work	Work in Progress		Finishing second stage of mucking		
Location (tunnel) VA1-3-ADIT Ch of affected area From 0+062,4 Shift Supervisor			Last Blasting to 0+064,6 m Ch of current face			22: ce 0+(22:15 (10/10/2017) 0+064,6		
					212		-		1
Damage denth	-	0.7m	-	Matrix/Structure P	Sreaking	Ves	X No		
Length on axis		3,5m		Material shape	- danag	165	Flat and	cubic	
Width on section		2,5m		Ejection distance ((m)		2,0m (m	nax.)	
Volume		6,1m ³	3	Size-min (cm)	10		Size-max (c	sm) 30	
		0	MAG	AGES ON TH	IE SUPP	ORT	-	A terest	1
				Bolts	1				
Quantity				Cut, Ejected	-	Notes: No	o damages	on the support	
Hanging		(a)		Free length		_			
Ripped Plates	-	+		Broken Nuts	4.84	_			
	-	-	5	hotcrete an	d Mesh	-			
Damaged	yes	no	x	Surface	×	Cut mesh (length)			
Fissure	yes	no	x	Surface		Frequency of fissures -			
Cracked	yes	no	x	Surface		Thickness -			
Perso	nnel Im	pact	-	Infra	structure	Impact	-	Equips	nent Impact
No		No				No			
				140			IND		
At 05:35 while a rockburst ev followed by th approx. Works 2 Proceeding	finishin ent tool projec were in and Co the site	g the se c place tion of romediat pnseque by the s	ances	stage of the r y strong noise aterial. The a topped.	nucking o was hea mount of	f the advar rd from the the project	nce 0+06 right par ed materi	2,4 - 0+064,6 t of the face a ial was 3,5m x	(averburden 1104m) nd the tunnel floor 2,5m x 0,7m
- Down time.	and alle	,	- aprol	the stars goo	groc				
3 Recommen	dation								

Fig. 4.13. Report tecnico per un evento rockburst.



Fig. 4.14. Report grafico per un evento rockburst.

4.2. ANALISI DEI DATI DI MONITORAGGIO

In questa parte si introduce dapprima la procedura generale con cui è stata affrontata l'analisi dei dati di monitoraggio microsismico nei dintorni del tunnel di accesso alla centrale idroelettrica (VA1). Successivamente si passerà alla fase di presentazione dei risultati di tale procedimento riferiti ad alcune specifiche finestre temporali. Infine, tali risultati saranno impiegati allo scopo di individuare alcune relazioni empiriche tra l'attività microfessurativa (origine e propagazione delle fratture) e macrodeformativa (fenomeni di *spalling* e *rockbursting*) per l'a. r. in cui sono stati realizzati gli scavi.

4.2.1. Procedura

La metodologia di lavoro è caratterizzata da una serie di passaggi logici e computazionali:

1) Caricamento dei file ".evp" completi su Microsoft Excel

Viene riprodotta l'intera matrice di dati microsismici per un certo giorno di monitoraggio (dalle ore 00:00:00 alle ore 23:59:59 locali).

Gli eventi rilevati (ciascuno dei quali corrisponde a una specifica riga del file sorgente) sono in numero variabile a seconda dell'attività spontanea e soprattutto della sequenza spazio-temporale dei *blast* che permettono di completare lo scavo dei tunnel non ancora ultimati.

In alcuni casi, sono stati inseriti di seguito tra loro eventi riferiti a giorni successivi, così da poter valutare la risposta deformativa dell'a. r. su periodi più lunghi.

Si procede al filtraggio dei dati che, come indicato nei *report* ufficiali, riguardano eventi con magnitudo di momento $M_W \ge -3$ (sensibilità della strumentazione disponibile in situ²¹): al fine di rendere più agevoli le analisi, senza tuttavia pregiudicarne l'attendibilità, si è deciso di considerare solo gli eventi con $M_W \ge -2$.

Questi ultimi vengono poi riaggregati e disposti in ordine cronologico all'interno di un nuovo foglio di calcolo, eliminando così le righe lasciate libere dalle scosse trascurate in quanto minori rispetto alla suddetta soglia.

2) Inserimento dei dati inerenti blast e rockburst

Una volta caricati i parametri sismici degli eventi considerati, sono inseriti all'interno della matrice-dati anche orario e posizione (nel sistema di coordinate predefinite) dei *blast* e dei *rockburst* verificatisi sempre lo stesso giorno. In seguito, gli eventi sismici vengono differenziati in gruppi compresi tra i vari *blast*, anche se eseguiti in tunnel diversi, in modo da definire una sorta di principio causa-effetto che include gli stessi fenomeni di *rockburst*, intesi come effetti alla scala macroscopica.

²¹ In realtà, i dispositivi di monitoraggio permettono di registrare il momento sismico M_0 [Nm], ma il passaggio da questo alla magnitudo di momento M_W è immediato: si ricorda infatti che vale $M_W = 2/3 \cdot \log_{10} M_0 - 6.07$ (Hanks e Kanamori - 1979).

3) Analisi grafica

Per ciascun gruppo di eventi microsismici compreso tra due *blast* si è deciso di "immortalare" la posizione di quelli avvenuti entro determinati limiti temporali.

A partire dall'ultimo *blast*, sono stati quindi realizzati una serie di grafici che comprendono gli eventi (microsismicità e *rockburst*) avvenuti in seguito ad esso, ma entro 5, 15, 30 minuti, 1, 3, 6, 12, 18, 24 ore e dopo le 24 ore, sebbene in ogni caso prima del *blast* successivo (vedere Appendice).

Inoltre, sempre per gli eventi compresi tra due *blast*, venivano ricavati:

- la *time-history* delle coordinate X, Y, Z (vedere Appendice);
- la *time-history* della distanza in pianta (X, Y) dal primo *blast*;
- gli istogrammi di frequenza (assoluta e relativa) riferiti agli intervalli di distanza dal primo *blast*, con classi d = [0; 1 m), [1 m; 5 m), [5 m; 10 m), [10 m; 25 m), [25 m; 50 m), [50 m; 100 m), [100 m; 250 m), > 250 m;
- la *time-history* dell'energia sismica delle onde-P, quella delle onde-S, l'energia totale per ogni singolo evento e quella totale cumulativa;
- il tasso orario di sismicità reale, ossia il numero di eventi registrati all'ora, valutato istante per istante (o meglio ancora, evento dopo evento).

Quest'ultimo parametro è stato poi contrapposto alla legge di decadimento dell'attività sismica (*aftershocks*) dopo un evento importante (*main shock* o *blast*), dedotta empiricamente da Omori (1894) e successivamente modificata da Utsu (1961):

$$\frac{\mathrm{dN}}{\mathrm{dt}} = \frac{\mathrm{k}}{(\mathrm{t} + \mathrm{c})^{\mathrm{p}}}$$
[31]

dove N è il numero di eventi/ora, t è il tempo di ritardo rispetto al *blast* [ore], mentre c [ore], k e p sono parametri che devono essere tarati localmente.

«Parameter k depends on the magnitude of the main shock and for a constant c and p is proportional to the total number of events. The parameter c is the offset time that accounts for the incompleteness of the data set or, for the excitation phase and associated progressive build-up in activity immediately after loading. It also prevents the infinite rate of events at t = 0. The lower the p-value the slower the relaxation, which is characteristic of stiffer systems; the opposite would apply to softer systems.» [Mendecki, 2013].

Per ogni intervallo di eventi microsismici, il valore di c è stato scelto per eliminare la singolarità della legge di Omori: la sua valutazione empirica è molto complessa; pertanto, ai fini del presente lavoro, si assume che c sia l'istante corrispondente al massimo picco di eventi reali/ora successivo all'inizio della serie e alla prima fase in cui si hanno diverse oscillazioni. I valori di c sono sempre positivi, in quanto si ipotizza che la singolarità della curva sia precedente al *main shock* (modello, in realtà, privo di significato físico); questo perché, se l'asintoto fosse posizionato dopo i primi eventi, avremmo un tasso di sismicità $dN/dt \rightarrow \infty$, quando in realtà esso avrà già subito un netto calo dopo il *blast*.

I valori di p utilizzati sono sempre 0.75, 1.00 e 1.25, poiché in letteratura si assumono generalmente compresi tra 0.7 (sistema molto rigido, quindi decadimento lento) e 1.5 (sistema poco rigido, quindi decadimento rapido). Infine, k viene definito automaticamente per ogni valore di p tra 0.75, 1.00 e 1.25, attraverso il risolutore di *Excel* imponendo la condizione che all'istante t = c sia sempre:

$$\left(\frac{dN}{dt}\right)_{\text{Omori}_{t=c}} = \frac{k}{(c+c)^{p}} = k \cdot (2c)^{-p} \approx \left(\frac{dN}{dt}\right)_{\text{reale}}.$$
 [32]

Tra le tre curve così ottenute, si considera sui vari sotto-intervalli quella più simile all'andamento reale della sismicità $post-blast^{22}$.

Al termine di questa fase è stato eseguito un confronto grafico tra la distanza *blast*-eventi, l'energia sismica totale cumulativa e il tasso orario di sismicità, così da poter individuare, come detto, eventuali relazioni empiriche tra i comportamenti delle suddette quantità, valutate nel tempo tra due *blast* successivi.

4.2.2. Risultati grafici: commenti e interpretazioni

L'analisi appena definita è stata condotta in merito a quattro fasi temporali separate ma ravvicinate, ognuna delle quali scomposta in sotto-intervalli compresi tra due *blast* successivi (l'ultimo intervallo include solo gli eventi che si sono verificati fino alle 23:59:59 del giorno che chiude la generica fase).

Per ciascuna fase di monitoraggio considerata, quindi, si valuterà se la sequenza dei *blast*, la distribuzione (nel tempo e nello spazio), l'energia liberata e la frequenza degli eventi microsismici possono in qualche modo fungere da indicatori di un imminente pericolo-*rockburst*.

Di seguito vengono riportati i grafici (Figg. da 4.15 a 4.84) che sono stati ottenuti per ognuno dei suddetti periodi, i relativi commenti e le prime interpretazioni di natura empirica.

²² Poiché nell'arco del tempo che trascorre tra due *blast* la sismicità reale subisce alcune riprese, in corrispondenza di queste si dovrebbe ricalcolare il parametro k della legge di Omori e quindi utilizzare tre nuove curve con partenza da t' = istante di ripresa. Tuttavia, dato che la velocità di decadimento rimane la stessa a causa di p (che è praticamente costante nel tempo), non è necessario ricercare nuovamente il parametro k, ma semplicemente osservare a quale curva originale il tasso di sismicità reale assomiglia maggiormente (decadimento simile), al netto della distanza tra le rispettive ordinate.

✤ Fase 1



Fig. 4.15. Fase 1.1 - time-history (t, d(X, Y)).



Fig. 4.16. Fase 1.1 - distribuzione di frequenza per d(X, Y).



Fig. 4.17. Fase 1.1 – *time-history* dell'energia sismica.



Fig. 4.18. Fase 1.1 – *time-history* del tasso di sismicità.



Fig. 4.19. Fase 1.1 – confronto grafico.



Fig. 4.20. Fase 1.2 - time-history (t, d(X, Y)).



Fig. 4.21. Fase 1.2 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).



Fig. 4.22. Fase 1.2 – *time-history* dell'energia sismica.



Fig. 4.23. Fase 1.2 – time-history del tasso di sismicità.



82:20:0 20:50:0 12:50:0 22:50:0 92:40:0 05:90:0 70:00:0 62:11:0 to:9z:0 91:15:0 22:74:0 62:70:1 70:84:1 80:ES:T 22:22:2 10:40:E P Seismic events from B2 to B3: chart comparison 3:08:31 3:18:03 74:52:5 3:24:56 TL (hh:r \$0:55:4 nm:ss] 94:52:5 81:04:2 9T:97:5 65:45:7 92:55:7 84:92:6 1 E 11:15:34 13:40:58 54:54:42 92:S‡:6T 54:61:02 94:02:02 50:15:02 \$5:72:02 77:28:44 22:32:52 24:24:62 10 ÷ 100 1000 i T Seismic event rate [right axis: n.ev./h] þ FPS-BF0 and surroundings Seismic event distance respect to last blasting [right axis: m] --Cumulative total seismic energy [left axis: J]

1.E+01 1.E+00

1.E-01 1.E-02

Fig. 4.24. Fase 1.2 – confronto grafico.



Fig. 4.25. Fase 1.3 – *time-history* (t, d(X, Y)).





Fig. 4.26. Fase 1.3 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).



00:00:0 00:00:τ 2:00:00 3:00:00 4:00:00 Seismic event energy from B3 to B4 00:00:2 TL [hh:mm:ss] 00:00:9 00:00:7 8:00:00 00:00:6 10:00:0T 5.272E+04 00:00:TT energy - Cumulative total seismic energy S-wave energy P-wave energy Rockbursts Total seismic

Fig. 4.27. Fase 1.3 – *time-history* dell'energia sismica.

1.0E-04

1.0E-03

1.0E-02



Fig. 4.28. Fase 1.3 – *time-history* del tasso di sismicità.



Fig. 4.29. Fase 1.3 – confronto grafico.



Fig. 4.30. Fase 1.4 – *time-history* (t, d(X, Y)).





Fig. 4.31. Fase 1.4 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).



Fig. 4.32. Fase 1.4 – *time-history* dell'energia sismica.



Fig. 4.33. Fase 1.4 – time-history del tasso di sismicità.



La microsismicità si sviluppa sempre a partire dall'intorno del fronte in cui viene effettuato l'ultimo *blast*, per poi determinare intervalli nei quali l'attività deformativa cambia il proprio centro di diffusione passando da un tunnel ad un altro.

In particolare, avviene che gli eventi successivi a B1 (VA1-3) sono quasi interamente compresi nel raggio di 50 m intorno al punto dell'esplosione; mentre in seguito a B2 (FPS-BF0) dopo una prima fase di eventi ravvicinati, molti si collocano ad una certa distanza (> 150 m), quasi ad evidenziare come la zona più sensibile sia comunque quella del tunnel VA1-3, dove sta per essere innescato il primo *rockburst*.

A conferma di ciò, si hanno anche gli eventi post-B3 (nuovamente VA1-3): la prevalenza delle scosse vicine a questo fronte è piuttosto marcata fino al secondo *rockburst* (e anche oltre), ma verso la fine del periodo essi si spostano migrando verso gli altri tunnel.

Infine, il comportamento successivo a B4 (nuovamente FPS-BF0) è meno regolare e la distribuzione delle distanze risulta quindi più ampia.

L'allineamento tendenzialmente regolare degli eventi registrati in prossimità del tunnel VA1-3 (vedere Appendice), particolarmente suscettibile anche nei confronti dei *rockburst*, lascia supporre la presenza di una faglia profonda, non rilevata dai sondaggi geognostici, la quale, se attivata dalle operazioni di scavo (input artificiale) anche a distanza, può dare luogo a ulteriori microsismi che incrementano sia il carico dinamico (distacco e proiezione di blocchi, piccole frane) sia la deformazione accumulata (*strain-burst*) sulla frontiera di scavo.

Per quanto riguarda l'energia rilasciata e il tasso di sismicità, dopo un primo intervallo di valori piuttosto elevati (forte sollecitazione provocata da B1) si osserva un assestamento dell'a. r. che, al netto di qualche piccola ripresa sismica, vede le due grandezze raggiungere rispettivamente 50 kJ e 12 eventi/ora.

In seguito a B2 invece, la sismicità presenta prima numerosi eventi, tra cui uno di portata eccezionale (circa 650 kJ) dopo poco più di 14 ore e, successivamente, un momento di calma apparente prima che si verifichi un *rockburst*, per chiudere poi senza altre riprese; si noti l'ottima interpolazione della prima curva di Omori (p = 0.75) durante tutto l'intervallo B1 - B2.

Il terzo periodo (B3 - B4) è caratterizzato da una sismicità iniziale molto accentuata, ma prima del secondo *rockburst* è possibile osservare nuovamente una fase di relativa quiete: il decadimento dell'attività microsismica è notevole, ma più passa il tempo e meno procede rapidamente; anzi si alterna ad alcune riprese fino a determinare un trend sostanzialmente costante. D'altra parte, l'energia sismica cresce progressivamente, sfruttando soprattutto alcuni eventi dell'ordine di $2 \div 20$ kJ.

L'ultima finestra mette in evidenza una sismicità con decadimento rapido, ma anche riprese piuttosto marcate. A queste si associa una lenta crescita dell'energia rilasciata dalla propagazione delle fessure, con eventi di portata modesta (< 10 kJ) se si esclude un nuovo evento di grande intensità (circa 1830 kJ), avvenuto a 7 ore e mezza da B4.

Fase 2



Fig. 4.35. Fase 2.1 - time-history (t, d(X, Y)).





Fig. 4.36. Fase 2.1 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).



Fig. 4.37. Fase 2.1 – *time-history* dell'energia sismica.



Fig. 4.38. Fase 2.1 – *time-history* del tasso di sismicità.



Fig. 4.39. Fase 2.1 – confronto grafico.



Fig. 4.40. Fase 2.2 – *time-history* (t, d(X, Y)).





Fig. 4.41. Fase 2.2 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).



Fig. 4.42. Fase 2.2 – *time-history* dell'energia sismica.



Fig. 4.43. Fase 2.2 – *time-history* del tasso di sismicità.



Fig. 4.44. Fase 2.2 – confronto grafico.



Fig. 4.45. Fase 2.3 – *time-history* (t, d(X, Y)).





Fig. 4.46. Fase 2.3 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).


Fig. 4.47. Fase 2.3 – *time-history* dell'energia sismica.



Fig. 4.48. Fase 2.3 – *time-history* del tasso di sismicità.



Fig. 4.49. Fase 2.3 – confronto grafico.

Come nel caso precedente, inizialmente la microsismicità prevale nell'intorno del fronte in cui viene effettuato l'ultimo *blast*, mentre in seguito si diffonde generando alcuni *cluster* (vedere Appendice) in prossimità delle altre gallerie o di probabili strutture interne all'a. r. circostante (faglie, discontinuità geologiche).

Poiché i primi due *blast* di questa fase sono realizzati all'ingresso della caverna PHAF-II (sezione più ampia), la maggiore portata delle esplosioni provoca numerose fratture anche a notevole distanza dalle gallerie, che tuttavia si manifestano con un certo ritardo (> 3 h), probabilmente per via del fatto che la deformazione (provocata dal rilascio di energia) necessita di tempo per poter migrare verso queste aree e determinare nuove fessurazioni nella roccia compatta. Gli eventi successivi al terzo *blast* (VA1-3), invece, si concentrano soprattutto intorno al relativo fronte di scavo, dove si verifica immediatamente anche un *rockburst*. La particolare tempistica di quest'ultimo suggerisce che l'instabilità raggiunta nel VA1-3 a causa delle recenti operazioni fosse tale che alla prima sollecitazione ravvicinata le pareti di scavo avrebbero risposto con un violento distacco di frammenti rocciosi.

L'energia rilasciata e il tasso di sismicità dagli eventi raggiungono livelli particolarmente elevati soprattutto se si considera il primo intervallo (16 GJ accumulati già dopo 8 ore), il che va in controtendenza rispetto alla propagazione degli eventi stessi: si può riassumere dicendo che quelli prossimi (nel tempo e per distanza) al *blast* risultano più intensi e frequenti (riprese dell'attività microsismica), mentre gli altri tendono a perdere progressivamente queste proprietà.

Dopo B2 la sismicità riparte subito in maniera impetuosa per circa 30 minuti, anche se si assiste a eventi meno intensi (< 2 kJ), eccetto uno (> 4 MJ); segue una parentesi di rilassamento fino a 3 ore dal *blast* e quindi una ripresa finale (da 30 a 70 eventi/ora) con eventi mediamente vicini alla caverna PHAF-II, ma con rilascio di energia modesto.

Il terzo periodo si apre con il *rockburst* (VA1-3) accompagnato da molti eventi ravvicinati, ma a basso contenuto di energia (< 2 kJ); mentre con il passare delle ore la sismicità diminuisce secondo la prima curva di Omori (p = 0.75) e l'energia cumulativa cresce senza accelerazioni significative.

✤ Fase 3



Fig. 4.50. Fase 3.1 - time-history (t, d(X, Y)).





Fig. 4.51. Fase 3.1 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).



Fig. 4.52. Fase 3.1 – *time-history* dell'energia sismica.



Fig. 4.53. Fase 3.1 – *time-history* del tasso di sismicità.



Fig. 4.54. Fase 3.1 – confronto grafico.



Fig. 4.55. Fase 3.2 – *time-history* (t, d(X, Y)).





Fig. 4.56. Fase 3.2 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).



Fig. 4.57. Fase 3.2 – *time-history* dell'energia sismica.



Fig. 4.58. Fase 3.2 – *time-history* del tasso di sismicità.



Fig. 4.59. Fase 3.2 – confronto grafico.



Fig. 4.60. Fase 3.3 – *time-history* (t, d(X, Y)).





Fig. 4.61. Fase 3.3 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).



Fig. 4.62. Fase 3.3 – *time-history* dell'energia sismica.



Fig. 4.63. Fase 3.3 – *time-history* del tasso di sismicità.



Fig. 4.64. Fase 3.3 – confronto grafico.



Fig. 4.65. Fase 3.4 – *time-history* (t, d(X, Y)).





Fig. 4.66. Fase 3.4 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).



Fig. 4.67. Fase 3.4 – *time-history* dell'energia sismica.



Fig. 4.68. Fase 3.4 – *time-history* del tasso di sismicità.



Fig. 4.69. Fase 3.4 – confronto grafico.

Nella terza fase, gli intervalli compresi tra *blast* hanno durata mediamente inferiore; infatti questo è anche l'unico caso analizzato in cui il tempo compreso tra la prima e l'ultima detonazione misura meno di 24 ore.

Di conseguenza accade - come era lecito aspettarsi - che gli eventi successivi a B1 (PHAF-II) si manifestino tutti in prossimità delle coordinate del punto soggetto all'esplosione; analogamente avviene anche per quelli post-B2 (ancora PHAF-II).

In seguito a B3 (VA1-3) viene confermata la prevalenza di scosse vicine all'ultimo *blast* effettuato.

Invece, le scosse provocate da B4 (nuovamente PHAF-II) si concentrano intorno al tunnel VA1-3, dove sopraggiunge anche l'unico *rockburst* di questa fase.

In merito all'energia rilasciata e al tasso di sismicità, all'inizio (B1 - B2) si osserva un andamento caratterizzato da eventi poco intensi (< 20 J) e da un rapido rilassamento dell'a. r. abbinato a riprese poco significative.

In seguito a B2 viene confermata questa tendenza, fatto salvo per un breve periodo di forte ripresa (da 4 a 40 eventi/ora) a circa 2 ore e mezza dall'esplosione con eventi per lo più vicini al relativo fronte (PHAF-II).

Nel terzo intervallo di eventi microsismici (B3 – B4) l'energia totale cumulativa cresce rapidamente fino a 9 kJ per poi proseguire in maniera molto più lenta, mentre il dato sul decadimento della frequenza si allinea bene alla prima curva di Omori (p = 0.75).

L'ultima finestra mette in evidenza una sismicità con valori inizialmente molto bassi in termini sia di frequenza (< 10 eventi/ora) che di energia rilasciata (< 2 kJ); ma dopo circa 3 ore dal quarto *blast* una discreta ripresa anticipa l'arrivo dell'evento *rockburst* (VA1-3).

Fase 4



Fig. 4.70. Fase 4.1 - time-history (t, d(X, Y)).





Fig. 4.71. Fase 4.1 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).



Fig. 4.72. Fase 4.1 – *time-history* dell'energia sismica.



Fig. 4.73. Fase 4.1 – *time-history* del tasso di sismicità.



92:85:T

50:50:2 2:14:38 65:51:2

£0:71:2

Seismic events from B1 to B2: chart comparison TL [hh:mm:ss] LT:T:2 55:77:2 55:02:2 6E:0Z:Z 90:TZ:Z 52:12:2 05:12:2 85:12:2 60:22:2 8T:00:t 75:12:47 \$1:21:3 54:21:5 01:51:20 55:51:3 2:14:14 \$\$:\$\$T:S + 10 щ 100 1000 10000 L Cumulative total seismic energy [left axis: J] distance respect to last blasting [right axis: m] [right axis n.ev./h] even

Fig. 4.74. Fase 4.1 – confronto grafico.



Fig. 4.75. Fase 4.2 – *time-history* (t, d(X, Y)).





Fig. 4.76. Fase 4.2 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).



Fig. 4.77. Fase 4.2 – *time-history* dell'energia sismica.



Fig. 4.78. Fase 4.2 – *time-history* del tasso di sismicità.



Fig. 4.79. Fase 4.2 – confronto grafico.



Fig. 4.80. Fase 4.3 – *time-history* (t, d(X, Y)).





Fig. 4.81. Fase 4.3 – distribuzione di frequenza per d(X, Y).



Fig. 4.82. Fase 4.3 – *time-history* dell'energia sismica.



Fig. 4.83. Fase 4.3 – *time-history* del tasso di sismicità.



Fig. 4.84. Fase 4.3 – confronto grafico.

In quest'ultima fase di analisi della microsismicità si verifica un fatto molto significativo, soprattutto alla luce delle precedenti considerazioni circa la probabile esistenza di alcune zone di debolezza meccanica, lungo le quali possono addensarsi i movimenti e le fessurazioni a cui si imputa l'accumulo di deformazione sul contorno delle gallerie in roccia: gli eventi microsismici si spostano tra i due fronti attivi (PHAF-II e VA1-3) percorrendo una traiettoria quasi lineare (vedere Appendice).

L'energia accumulata nel primo periodo è per lo più dovuta a un evento di portata notevole (2 MJ) che si verifica subito dopo il *blast* (VA1-3), mentre in seguito la sismicità, che alterna momenti di quiete e di ripresa, raramente supera la soglia di 1 kJ. I valori iniziali del tasso di attività microsismica sono i più alti tra quelli calcolati (5000 eventi/ora).

In seguito a B2, gli eventi mantengono sostanzialmente la stessa portata con cui si è concluso l'intervallo precedente, ma con una frequenza piuttosto elevata e alcune riprese che precedono una fase di lenta decelerazione. Il *rockburst* (VA1-3) giunge in concomitanza di un evento da 20 kJ rilevato a breve distanza.

Infine, dopo il terzo *blast* il tenore della sismicità si riduce rapidamente sia in termini di energia rilasciata (< 2 kJ) sia per quanto riguarda la frequenza di eventi registrati (< 25 eventi/ora dopo la prima mezz'ora).

5. CONCLUSIONI

L'analisi dei dati di monitoraggio, condotta su alcuni periodi di attività microsismica per il caso-studio esaminato, ha messo in evidenza il fatto che i fenomeni di *rockbursting* possono verificarsi tanto come risposta immediata ad un *blast* recente e prossimo alla zona instabile (incremento dinamico di tensione al contorno) quanto piuttosto come il risultato di un accumulo di deformazione, associata a numerosi eventi di microfessurazione originati nel tempo dall'attività di scavo (propagazione di fratture nel mezzo roccioso).

D'altra parte, in alcuni casi, la distribuzione di tali eventi non sembra casuale; infatti, la suscettibilità sismica di alcune zone permette di distinguere elementi caratteristici della tessitura geologica locale (faglie profonde o sistemi di discontinuità), altrimenti non riconoscibili in assenza di adeguati e ripetuti sondaggi. L'accumulo di energia che porta all'improvviso rilascio di materiale può dunque avvenire su un tratto di scavo prossimo alle strutture geologiche interne all'a. r., che fungono da accentratori di alterazione meccanica.

Se si decide di confrontare il ritardo tra un *rockburst* e l'ultimo *blast* effettuato nello stesso tunnel, si può notare come non esista una regola fissa che governa il tempo d'innesco del fenomeno; così anche se si considera l'ultimo *blast* in assoluto, ossia non necessariamente eseguito nella stessa galleria dove avviene il violento collasso della parete di roccia.

Se però si osservano i grafici di confronto tra l'andamento delle grandezze stimate per gli eventi microsismici, in corrispondenza degli intervalli condizionati da *rockbursting* è possibile notare alcuni aspetti di un certa rilevanza statistica, almeno per questo caso-studio:

La posizione di un *rockburst* è quasi sempre prossima a quella degli eventi microsismici che lo precedono e di quelli lo seguono. Le scosse rilevate si addensano talvolta nella stessa zona per diverse ore formando veri e propri *cluster* sismici che, evidentemente, determinano una maggiore predisposizione dell'a. r. ad accumulare energia e successivamente a rilasciarla in modo improvviso (*soft tunnel-rockmass system*; si veda la Fig. 2.19).

Si ipotizza quindi che, se la microsimicità rilevata dalla strumentazione di monitoraggio in tempo reale tende ad addensarsi per un periodo insolitamente esteso rispetto al proprio trend normale nelle vicinanze di un particolare fronte di scavo attivo (o al più in posizione arretrata di $10 \div 100$ m rispetto alla massima progressiva raggiunta), occorre prendere in seria considerazione la possibilità che, qualora le caratteristiche geologiche e tensionali della galleria non lo escludano (vedere Par. 2.3.4), si stia per verificare un evento *rockburst*²³.

²³ Se la posizione del *rockburst* è arretrata rispetto a quella corrente per il fronte di scavo, è possibile che le opere di sostegno già installate non consentano alla parete rocciosa di collassare nella cavità: questo avviene quando la capacità del suddetto sistema è superiore alla domanda (e quindi alla severità) dell'evento *rockburst*. Tuttavia, se lo strato di protezione viene lesionato anche solo parzialmente, occorre valutare la necessità di ripristinare la sua funzionalità ed efficienza, per non rappresentare un futuro elemento di debolezza nei confronti di nuovi possibili eventi deformativi associati ad un'improvvisa espulsione di materiale.

Gli eventi che risultano associati al più alto contenuto di energia sismica rilasciata durante ciascuna fase dell'analisi svolta, esclusi quelli immediatamente successivi e adiacenti rispetto ad un generico *blast*, si verificano quasi sempre in prossimità del punto in cui successivamente avrà luogo il *rockburst*.

Pertanto, se si registrano scosse che determinano una diffusione di energia consistente in prossimità di un tunnel, è possibile che quest'ultimo vada incontro a fenomeni locali di instabilità meccanica.

Quando sta per verificarsi un *rockburst*, il tasso di attività microsismica non è mai in diminuzione, bensì in ripresa, o al più stabile.
Il rilevamento delle riprese microsismiche, associato alla ricerca della posizione che caratterizza gli eventi stessi, deve quindi rappresentare un ulteriore monito al fine di individuare le potenziali aree soggette temporaneamente a un maggiore pericolo di *rockbursting*.

I criteri suggeriti per analizzare i dati raccolti sulla microsismicità latente nei dintorni delle gallerie profonde necessiterebbero di numerose prove di validazione, da condurre ovviamente anche in altri siti di scavo. Si tratta evidentemente di un modello che sfrutta informazioni tecniche semplici (dati grezzi) per provare a cogliere alcuni segnali premonitori e interpretarli secondo i princìpi di immediatezza e cautela, così da poter prevenire danni al personale impegnato sul campo, ai macchinari e agli stage di lavoro già completati nelle grandi opere civili.
APPENDICE: EVOLUZIONE DELLA MICROSISMICITA' DURANTE LE DIVERSE FASI DI STUDIO

Seguono i grafici di posizione per gli eventi microsismici e di *rockburst* avvenuti nelle quattro fasi dello studio all'interno del tunnel VA1 e delle sue diramazioni. Gli istanti di rappresentazione, già definiti nel corso del Par. 4.2.1, sono qui riepilogati: 5, 15, 30 minuti, 1, 3, 6, 12, 18, 24 ore e più di 24 ore dall'ultimo *blast* eseguito in ordine di tempo (comunque sempre prima del *blast* successivo).

✤ Fase 1



Fig. A.1. Fase 1.1 - 5 minuti dopo $B1^{24}$.



Fig. A.2. Fase 1.1 - 15 minuti dopo B1.

²⁴ Dove B sta per "blast" (o "blasting"), mentre 1 indica il relativo numero di serie.



Fig. A.3. Fase 1.1 - 30 minuti dopo B1.



Fig. A.4. Fase 1.1 - 1 ora dopo B1.



Fig. A.5. Fase 1.1 - 3 ore dopo B1.



Fig. A.6. Fase 1.1 - 6 ore dopo B1.



Fig. A.7. Fase 1.1 - 12 ore dopo B1.



Fig. A.8. Fase 1.1 - 18 ore dopo B1.



Fig. A.9. Fase 1.1 – *time-history* (t, X).



Fig. A.10. Fase 1.1 – *time-history* (t, Y).



Fig. A.11. Fase 1.1 – *time-history* (t, Z).



Fig. A.12. Fase 1.2 - 5 minuti dopo B2.



Fig. A.13. Fase 1.2 - 15 minuti dopo B2.



Fig. A.14. Fase 1.2 - 30 minuti dopo B2.



Fig. A.15. Fase 1.2 - 1 ora dopo B2.



Fig. A.16. Fase 1.2 - 3 ore dopo B2.



Fig. A.17. Fase 1.2 - 6 ore dopo B2.



Fig. A.18. Fase 1.2 - 12 ore dopo B2.



Fig. A.19. Fase 1.2 - 18 ore dopo B2.



Fig. A.20. Fase 1.2 - 2A ore dopo B2.



Fig. A.21. Fase 1.2 – più di 2A ore dopo B2.



Fig. A.22. Fase $1.2 - time-history (t, X)^{25}$.



Fig. A.23. Fase 1.2 – *time-history* (t, Y).

²⁵ Non si considerano i valori esterni rispetto allo spazio visualizzato nei grafici: essi sono riferiti all'orario 00:00:00, inserito solo per ragioni di serie di valori da utilizzare all'interno dello spazio di calcolo, ma privo di dati associati.



Fig. A.24. Fase 1.2 – *time-history* (t, Z).



Fig. A.25. Fase 1.3 - 5 minuti dopo B3.



Fig. A.26. Fase 1.3 - 15 minuti dopo B3.



Fig. A.27. Fase 1.3 - 30 minuti dopo B3.



Fig. A.28. Fase 1.3 – 1 ora dopo B3.



Fig. A.29. Fase 1.3 – 3 ore dopo B3.



Fig. A.30. Fase 1.3 – 6 ore dopo B3.



Fig. A.31. Fase 1.3 – 12 ore dopo B3.



Fig. A.32. Fase 1.3 – *time-history* (t, X).



Fig. A.33. Fase 1.3 – *time-history* (t, Y).



Fig. A.34. Fase 1.3 – *time-history* (t, Z).



Fig. A.35. Fase 1.4 - 5 minuti dopo B4.



Fig. A.36. Fase 1.4 - 15 minuti dopo B4.



Fig. A.37. Fase 1.4 - 30 minuti dopo B4.



Fig. A.38. Fase 1.4 – 1 ora dopo B4.



Fig. A.39. Fase 1.4 – 3 ore dopo B4.



Fig. A.40. Fase 1.4 – 6 ore dopo B4.



Fig. A.41. Fase 1.4 – 12 ore dopo B4.



Fig. A.42. Fase 1.4 – *time-history* (t, X).



Fig. A.43. Fase 1.4 – *time-history* (t, Y).



Fig. A.44. Fase 1.4 – *time-history* (t, Z).





Fig. A.45. Fase 2.1 - 5 minuti dopo B1.



Fig. A.46. Fase 2.1 - 15 minuti dopo B1.



Fig. A.47. Fase 2.1 - 30 minuti dopo B1.



Fig. A.48. Fase 2.1 - 1 ora dopo B1.



Fig. A.49. Fase 2.1 - 3 ore dopo B1.



Fig. A.50. Fase 2.1 - 6 ore dopo B1.



Fig. A.51. Fase 2.1 - 12 ore dopo B1.



Fig. A.52. Fase 2.1 - 18 ore dopo B1.



Fig. A.53. Fase 2.1 - 24 ore dopo B1.



Fig. A.54. Fase 2.1 – più di 24 ore dopo B1.



Fig. A.55. Fase 2.1 – *time-history* (t, X).



Fig. A.56. Fase 2.1 – *time-history* (t, Y).



Fig. A.57. Fase 2.1 – *time-history* (t, Z).



Fig. A.58. Fase 2.2 - 5 minuti dopo B2.



Fig. A.59. Fase 2.2 - 15 minuti dopo B2.



Fig. A.60. Fase 2.2 - 30 minuti dopo B2.



Fig. A.61. Fase 2.2 - 1 ora dopo B2.



Fig. A.62. Fase 2.2 - 3 ore dopo B2.



Fig. A.63. Fase 2.2 - 6 ore dopo B2.



Fig. A.64. Fase 2.2 – *time-history* (t, X).



Fig. A.65. Fase 2.2 – *time-history* (t, Y).


Fig. A.66. Fase 2.2 – *time-history* (t, Z).



Fig. A.67. Fase 2.3 - 5 minuti dopo B3.



Fig. A.68. Fase 2.3 - 15 minuti dopo B3.



Fig. A.69. Fase 2.3 - 30 minuti dopo B3.



Fig. A.70. Fase 2.3 – 1 ora dopo B3.



Fig. A.71. Fase 2.3 – 3 ore dopo B3.



Fig. A.72. Fase 2.3 – 6 ore dopo B3.



Fig. A.73. Fase 2.3 – 12 ore dopo B3.



Fig. A.74. Fase 2.3 – 18 ore dopo B3.



Fig. A.75. Fase 2.3 – *time-history* (t, X).



Fig. A.76. Fase 2.3 – *time-history* (t, Y).



Fig. A.77. Fase 2.3 – *time-history* (t, Z).





Fig. A.78. Fase 3.1 - 5 minuti dopo B1.



Fig. A.79. Fase 3.1 - 15 minuti dopo B1.



Fig. A.80. Fase 3.1 - 30 minuti dopo B1.



Fig. A.81. Fase 3.1 - 1 ora dopo B1.



Fig. A.82. Fase 3.1 - 3 ore dopo B1.



Fig. A.83. Fase 3.1 – *time-history* (t, X).



Fig. A.84. Fase 3.1 – *time-history* (t, Y).



Fig. A.85. Fase 3.1 – *time-history* (t, Z).



Fig. A.86. Fase 3.2 - 5 minuti dopo B2.



Fig. A.87. Fase 3.2 - 15 minuti dopo B2.



Fig. A.88. Fase 3.2 - 30 minuti dopo B2.



Fig. A.89. Fase 3.2 - 1 ora dopo B2.



Fig. A.90. Fase 3.2 - 3 ore dopo B2.



Fig. A.91. Fase 3.2 - 6 ore dopo B2.



Fig. A.92. Fase 3.2 - 12 ore dopo B2.



Fig. A.93. Fase 3.2 – *time-history* (t, X).



Fig. A.94. Fase 3.2 – *time-history* (t, Y).



Fig. A.95. Fase 3.2 – *time-history* (t, Z).



Fig. A.96. Fase 3.3 - 5 minuti dopo B3.



Fig. A.97. Fase 3.3 - 15 minuti dopo B3.



Fig. A.98. Fase 3.3 - 30 minuti dopo B3.



Fig. A.99. Fase 3.3 – 1 ora dopo B3.



Fig. A.100. Fase 3.3 – *time-history* (t, X).



Fig. A.101. Fase 3.3 – *time-history* (t, Y).



Fig. A.102. Fase 3.3 – *time-history* (t, Z).



Fig. A.103. Fase 3.4 - 5 minuti dopo B4.



Fig. A.104. Fase 3.4 - 15 minuti dopo B4.



Fig. A.105. Fase 3.4 - 30 minuti dopo B4.



Fig. A.106. Fase 3.4 – 1 ora dopo B4.



Fig. A.107. Fase 3.4 – 3 ore dopo B4.



Fig. A.108. Fase 3.4 – 6 ore dopo B4.



Fig. A.109. Fase 3.4 – *time-history* (t, X).



Fig. A.110. Fase 3.4 – *time-history* (t, Y).



Fig. A.111. Fase 3.4 – *time-history* (t, Z).

Fase 4



Fig. A.112. Fase 4.1 - 5 minuti dopo B1.



Fig. A.113. Fase 4.1 - 15 minuti dopo B1.



Fig. A.114. Fase 4.1 - 30 minuti dopo B1.



Fig. A.115. Fase 4.1 - 1 ora dopo B1.



Fig. A.116. Fase 4.1 - 3 ore dopo B1.



Fig. A.117. Fase 4.1 - 6 ore dopo B1.



Fig. A.118. Fase 4.1 – *time-history* (t, X).



Fig. A.119. Fase 4.1 – *time-history* (t, Y).



Fig. A.120. Fase 4.1 – *time-history* (t, Z).



Fig. A.121. Fase 4.2 - 5 minuti dopo B2.



Fig. A.122. Fase 4.2 - 15 minuti dopo B2.



Fig. A.123. Fase 4.2 - 30 minuti dopo B2.



Fig. A.124. Fase 4.2 - 1 ora dopo B2.



Fig. A.125. Fase 4.2 - 3 ore dopo B2.



Fig. A.126. Fase 4.2 - 6 ore dopo B2.



Fig. A.127. Fase 4.2 - 12 ore dopo B2.



Fig. A.128. Fase 4.2 - 18 ore dopo B2.



Fig. A.129. Fase 4.2 - 24 ore dopo B2.



Fig. A.130. Fase 4.2 – più di 24 ore dopo B2.



Fig. A.131. Fase 4.2 – *time-history* (t, X).



Fig. A.132. Fase 4.2 – *time-history* (t, Y).


Fig. A.133. Fase 4.2 – *time-history* (t, Z).



Fig. A.134. Fase 4.3 - 5 minuti dopo B3.



Fig. A.135. Fase 4.3 - 15 minuti dopo B3.



Fig. A.136. Fase 4.3 - 30 minuti dopo B3.



Fig. A.137. Fase 4.3 – 1 ora dopo B3.



Fig. A.138. Fase 4.3 – 3 ore dopo B3.



Fig. A.139. Fase 4.3 – 6 ore dopo B3.



Fig. A.140. Fase 4.3 – *time-history* (t, X).



Fig. A.141. Fase 4.3 – *time-history* (t, Y).



Fig. A.142. Fase 4.3 – *time-history* (t, Z).

BIBLIOGRAFIA

A. BANDINI, P. BERRY. "*Relazione tra comportamento deformativo di rocce ed emissioni acustiche per la previsione dei rockburst*". Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica. 2014.

M. BARLA. "*Course of numerical methods in geotechnical engineering*". Politecnico di Torino. A.A. 2016 / 2017.

M. S. DIEDERICHS. "Summary of Meetings with GEODATA Torino, Sept 5 - 9, 2005 with recommendations towards a Design Methodology for Spalling Failure and Rockburst Hazards". 2005.

M. S. DIEDERICHS. "*The 2003 Canadian Geotechnical Colloquium: Mechanistic interpretation and practical application of damage and spalling prediction criteria for deep tunnelling*". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 44: Pag. 1082 - 1116. 2007.

M. S. DIEDERICHS. "When does brittle failure become violent? Spalling and rockburst characterization for deep tunneling projects". Proceedings of the World Tunnel Congress. 2014.

M. S. DIEDERICHS, M. A. PERRAS. "*Predicting excavation damage zone depths in brittle rocks*". Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 8: Pag. 60 - 74. 2016.

M. S. DIEDERICHS, S. CAIN. "Shape matters". Einstein Memorial Scholarship. 2017.

GEODATA ENGINEERING. "A Discussion on the Concepts of: Geomechanical Classes, Behaviour Categories and Technical Classes for an Underground Project". Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, Vol. 54. 1998.

GEODATA ENGINEERING. "Un aggiornamento sul tema della classificazione geomeccanica e della previsione del comportamento allo scavo". Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, Vol. 80. 2006.

GEODATA ENGINEERING. "Tunnelling and Undeground Sector - Spalling and Rockburst Assessment". 2017.

E. HOEK, C. CARRANZA-TORRES, B. CORKUM. "*Hoek-Brown failure criterion - 2002 Edition*". Proceedings of the NARMS-TAC Conference, Vol. 1: Pag. 267 - 273. 2002.

M. HUDYMA, Y. H. POTVIN. "An Engineering Approach to Seismic Risk Management in Hardrock Mines". www.researchgate.net. 2009.

P. K. KAISER, D. R. McCREATH, D. D. TANNANT. "*Canadian Rockburst Support Handbook*". Geomechanics Research Centre / MIRARCO. 1996.

P. K. KAISER, P. VASAK, F. T. SUORINENI, D. THIBODEAU. "New Dimensions in Seismic Data Interpretation with 3-D Virtual Reality Visualization for Burst-prone Mines". www.researchgate.net. 2005.

C. D. MARTIN, P. K. KAISER, D. R. McCREATH. "*Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels*". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36: Pag. 136 - 151. 1999.

A. J. MENDECKI, G. Van ASWEGEN, P. MOUNTFORT. "*A guide to routine seismic monitoring in mines*". Safety in Mines Research Advisory Committee to the Department of Minerals and Energy of South Africa. 1999.

A. J. MENDECKI, R. A. LYNCH, D. A. MALOVICHKO. "*Routine Micro-Seismic Monitoring in Mines*". Australian Earthquake Engineering Society. 2010.

A. J. MENDECKI. "*Mine Seismology: Glossary of Selected Terms*". The 8th Rockburst and Seismicity in Mines Symposium. 2013. G. NUNZI. "*Design approach for Spalling Failure and Rockburst Hazards*". Politecnico di Torino. A.A. 2016 / 2017.

G. RUSSO. "An update of the «Multiple Graph» approach for the preliminary assessment of the excavation behaviour in rock tunnelling". Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 41: Pag. 74 - 81. 2014.

G. RUSSO. "Rockburst". Tunnelling and Tunnel Boring Machines. 2018.

C. SCAVIA. "*Corso di Meccanica delle Rocce*". Politecnico di Torino. A.A. 2014 / 2015.

T. D. WILES, R. LACHENICHT, G. Van ASWEGEN. "Integration of deterministic modelling with seismic monitoring for the assessment of rockmass response to mining: Part I Theory". 2000.

Y.-X. XIAO et al. "ISRM Suggested Method for In Situ Microseismic Monitoring of the Fracturing Process in Rock Masses". www.researchgate.net. 2015.

DEDICA E RINGRAZIAMENTI

Questo lavoro giunge al termine di un percorso lungo e impegnativo. Voltandomi idealmente indietro per riguardare le tappe di avvicinamento al traguardo, provo un insieme di emozioni e pensieri molto forti.

La difficoltà maggiore è stata sicuramente mantenere sempre lo sguardo rivolto in avanti, non abbassarlo a osservare gli ostacoli del presente, ma perseverare con lucidità confidando nella forza dello spirito e nella bontà del mio metodo.

C'è un insegnamento di questa esperienza che porterò nel cuore più di qualunque altra nozione appresa sui libri: sono le persone che ti accompagnano a rendere indimenticabili i momenti importanti. Negli anni infatti ho condiviso molte circostanze sia di sacrificio che di soddisfazione con familiari e amici.

Dedico questo traguardo alla mia splendida famiglia. Mamma e Papà sono il modello di amore, fede, trasparenza e dedizione che insieme rappresentano il centro dei nostri valori. A loro devo ogni cosa. Giulia è il mio esempio ed il mio orgoglio, il sorriso quotidiano che mi ha dato forza e la spalla che mi ha sostenuto.

Ringrazio molto anche tutti i parenti che in diverse occasioni sono stati al mio fianco: nonna Luisa, le mie tre zie con i rispettivi familiari e poi voi...cari nonni "Dino", "Juccy" e "Tino", vi porto sempre con me.

Tra gli amici, tutti ugualmente veri e sinceri, meritano una menzione speciale Maurizio e Sara (entrambi , con le loro famiglie, miei fedelissimi e insostituibili compagni di viaggio, sin dal primo giorno di scuola), Davide (da quel giorno all'Alenia, un riferimento per tutto: impossibile annoiarsi con "Chari"...quanti pranzi e cene, partite di calcetto sia col sole che con la neve, interminabili serate estive sul lungomare tra mille risate, un gelato e la "disco"...e poi sempre nuove conoscenze che, insieme a lui, hanno certamente reso più leggeri gli anni di studio) e naturalmente tutti i ragazzi e le ragazze con cui ho avuto la fortuna e il piacere di confrontarmi e di collaborare per raggiungere il comune obiettivo, ai quali auguro tante meritatissime soddisfazioni.

Per quanto riguarda l'ambito accademico, non potrei mai far mancare i più sentiti ringraziamenti alla mia relatrice, la Professoressa Monica Barbero, e al Dottor Giordano Russo (come co-relatore e rappresentante dell'ottimo e disponibile staff di GEODATA Engineering), per la pazienza e l'esperienza con cui mi hanno sapientemente aiutato nella stesura di questo documento.

Ricordo inoltre con affetto, stima e riconoscenza tutti i professori e gli educatori che hanno svolto con grande passione e senso di responsabilità il proprio ruolo nei cicli di istruzione e negli ambienti di formazione che ho frequentato.

Vorrei concludere dicendo che ancora non so in quale forma e misura avrò modo di mettere in pratica quanto ho imparato, ma intendo guardare al futuro con la stessa fiducia che avevo quando tutto è cominciato. Anche allora la sfida mi sembrava oggettivamente ardua; ma adesso, a maggior ragione, sono convinto che questo sia solo un nuovo inizio e che il meglio debba arrivare. Tutto sta, come sempre, nel volerlo raggiungere giorno per giorno...E allora andiamo!