POLITECNICO DI TORINO

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica

Corso di Laurea Magistrale in ingegneria civile

Tesi di Laurea Magistrale

Analisi numerica di un sistema di dissipazione energetica contro la caduta massi



Relatore: Prof. Ing. Claudio Scavia (DISEG) **Candidato:** Davide Passaniti

Correlatori:

Prof.ssa Ing. Monica Barbero (DISEG) Prof.ssa Ing. Marta Castelli (DISEG) Ing. Gianmarco Vallero (DISEG)

ANNO ACCADEMICO 2018-2019

Ai miei Genitori, Emilio e Margherita, per avermi fatto diventare la persona che sono. A mia zia Giusy per il suo costante supporto.

Sommario

IN	ITRODUZ	ZIONE	
1	ASPET	TI GENERALI SULLA CADUTA MASSI	5
	1.1 Cla	ssificazione dei fenomeni franosi	6
	1.1.1	Crolli (Falls)	9
	1.1.2	Ribaltamenti (Topple o Toppling)	10
	1.1.3	Scivolamenti (Slides)	
	1.1.4	Colamenti (Flow)	12
	1.1.5	Espansioni Laterali (Lateral Spreading)	
	1.1.6	Frane complesse (Complex Phenomena)	14
	1.2 La	caduta massi	
2	RISCH	IO E VULNERABILITÀ PER CADUTA MASSI	19
	2.1 Ger	neralità	19
	2.2 Ris	chio da caduta massi	20
	2.2.1	Esposizione al rischio	
	2.2.2	Pericolosità	
	2.2.3	Vulnerabilità	
	2.3 La	valutazione del rischio	
	2.3.1	Descrizione dello stato di natura	
	2.3.2	Valutazione dell'intensità	
	2.3.3	Valutazione della pericolosità	
	2.3.4	Valutazione degli elementi a rischio	
	2.3.5	Valutazione della vulnerabilità	
	2.3.6	Valutazione del rischio	
	2.3.7	Danno potenziale	
	2.3.8	Rischio specifico	

	2.3.9	Rischio accettabile	34
	2.3.10	Rischio totale accettabile	35
	2.3.11	Rischio specifico accettabile	36
	2.3.12	Probabilità di danneggiamento accettabile	37
	2.3.13	Gestione del rischio	39
2.	4 Vı	Inerabilità strutturale	40
2.	5 La	mitigazione della vulnerabilità strutturale	43
3	DEFIN	NIZIONE DI UN SISTEMA INNOVATIVO DI DISSIPAZION	NE
ENE	ERGET	ICA CONTRO LA CADUTA MASSI	49
3.	1 Di	spositivi dissipatori dell'energia cinetica	49
3.	2 Di	spositivi dissipatori di tipologia sandwich	51
	3.2.1	Sviluppo e utilizzo dei pannelli sandwich	51
	3.2.2	Elementi costitutivi	54
3.	3 M	odalità di rottura dei pannelli sandwich	56
3.	4 Pa	nnelli sandwich di tipo alveolare (honeycomb)	58
	3.4.1	Meccanismi di rottura	60
	3.4.2	Rottura plastica	62
	3.4.3	Rottura fragile	63
3.	5 Il o	dispositivo di dissipazione	63
	3.5.1	Caratteristiche geometriche e meccaniche	65
3.	6 Pr	incipio di funzionamento del pannello	68
	3.6.1	Assemblaggio del dispositivo	77
4	MODE	ELLAZIONE NUMERICA AGLI ELEMENTI FINITI DELLE PROV	VE
DI L	ABOR	ATORIO	79
4.	1 Sti	ma dell'energia dissipata	80
4.	2 Ipo	otesi di base e definizione delle prove pseudo statiche	82

4.3 Dat	ti di interesse delle prove di punzonamento	85
4.3.1	Risultati delle prove sul pannello a un livello (RA)	
4.3.2	Risultati delle prove sul pannello a due livelli (RA)	
4.3.3	Risultati delle prove sul pannello a due livelli (RA)	
4.4 Ger	neralità sui metodi numerici	
4.4.1	Il metodo FEM	
4.4.2	Differenze tra FEM e FDM	
4.4.3	Approccio implicito ed esplicito	100
4.4.4	Il software Abaqus	102
4.5 Mo	dellazione numerica delle prove di laboratorio	104
4.5.1	Caratterizzazione del materiale costituente: requisiti meccar	nici 104
4.5.2	Confezionamento dei provini	105
4.5.3	Realizzazione delle prove di trazione	107
4.6 Cor	mposizione del modello	117
4.6.1	Definizione della geometria	118
4.6.2	Il materiale e la sezione	120
4.6.3	Step dell'analisi	120
4.6.4	Step dell'analisi	121
4.6.5	Step Pre-load	121
4.6.6	Step Test	122
4.6.7	Condizioni al contorno (Boundary conditions)	122
5 VALID	AZIONE DEI MODELLI NUMERICI DELLE	PROVE
SPERIMEN'	TALI	125
5.1 Ris	ultati della modellazione numerica	126
5.1.1	Pannello sandwich ad un livello	126
5.1.2	Pannelli sandwich a due livelli	128

5.2	Valid	azione dei modelli	2
5.2.	1 0	Confronto in termini di carico trasmesso 13	2
5.2.	2 0	Confronto in termini di energia dissipata13	5
5.3	Effett	ti delle topologie di rivetti sulla modellazione 14	1
5.3.	1 1	Fipologie di rivetti	1
5.3.	2 I	nserimento di un criterio di rottura per i rivetti	7
6 ULT	TERIO	ORI ANALISI DI TIPO PARAMETRICO: INFLUENZA DELLO	С
SPESSO	RE E	DELL'ALTEZZA DELLA LAMIERA SULL'ASSORBIMENTO	С
ENERGI	ETICO	D 15	1
6.1	Effett	ti degli spessori e della geometria delle lastre 15	1
6.1.	1 F	Pannello sandwich a un livello (RA) 15	2
6.1.	2 F	Pannello sandwich a due livelli (RA) 16	5
6.1.	3 F	Pannelo sandwich a due livelli (CA) 17	9
CONCL	USIO	NI	3
BIBLIO	GRAF	FIA 19	7
SITOGR	AFIA		1

Indice figure

Figura 1.1: schematizzazione grafica dei fenomeni franosi (Cruden e Varnes, 1996)
Figura 1.2: a sinistra, crollo di materiale roccioso nella Yosemite Valley, USA
(Uhrhammer, 1996); a destra crollo di materiale lapideo in località San Giacomo,
Italia (IFFI,2006)
Figura 1.3: caso di un ribaltamento verificatosi in Giappone (Smith, 2009) 10
Figura 1.4: caso di scivolamento traslazionale, Scozia (British Geological Survey,
2006)
Figura 1.5: caso di scivolamento rotazionale, Canada (Hungr, 2014) 12
Figura 1.6: colata superficiale, Italia (IFFI,2006)
Figura 1.7: esempio di espansione laterale, Canada (Leroueil, 2012) 14
Figura 1.8: frana complessa: scivolamento traslazionale evoluto in colata lenta,
Italia (Hungr, 2014) 14
Figura 2.1: danno prodotto da un masso su una chiusura in legno, Bardonecchia
(ARPA Piemonte, 2010)
Figura 2.2: collasso di un prefabbricato indotto dall'impatto, Bardonecchia (ARPA
Piemonte, 2010)
Figura 2.3: esempio di utilizzo di legnaie (Association des ètablissements
cantonaux d'assurance incendie, 2005) 44
Figura 2.4: esempio di rinforzo delle coperture (Association des ètablissements
cantonaux d'assurance incendie, 2005) 44
Figura 2.5: esempio di rilevato di protezione, Austria (Berinardi et al, 2001) 45
Figura 2.6: esempio di abitazione integrata nel terreno (Association des
ètablissements cantonaux d'assurance incendie, 2005) 45
Figura 2.7: esempio di mitigazione della vulnerabilità tramite miglioramento
dell'orientamento (Bruzzese, 2019)
Figura 2.8: esempio di cuneo di divisione (Berinardi et al, 2001) 47
Figura 3.1: esempio di pannello sandwich (Plasticom) 52
Figura 3.2: casi di utilizzo dei dispositivi a sandwich: a) il rivestimento di un
velivolo; b) lo scafo di un'imbarcazione; c) la carena di un treno; d) il rivestimento
di una tavola da snowboard; e) uno sci (Fondaini, 2015) 53

Figura 3.3: implementazione di pannelli sandwich per elementi non strutturali (muri
e tetti) (Paletta, 2013)
Figura 3.4: pannello sandwich soggetto a flessione (Plasticom) 54
Figura 3.5: tipi di core più diffusi nei dispositivi sandwich (Plasticom) 55
Figura 3.6: rottura per resistenza (Plasticom) 56
Figura 3.7: rottura per insufficienza di rigidezza (Plasticom) 56
Figura 3.8: rottura per cedimento locale (Plasticom) 57
Figura 3.9: rottura per instabilità del pannello (Plasticom) 57
Figura 3.10: rottura per shear crimping (Plasticom) 57
Figura 3.11: rottura per corrugamento (Plasticom) 58
Figura 3.12: rottura instabilità della lamina (Plasticom) 58
Figura 3.13: honeycomb a celle esagonali (Li e Mu, 1992) 59
Figura 3.14: honeycomb a forma sovra-espansa lungo W (Li e Mu, 1992) 59
Figura 3.15: honeycomb flex-core (Li e Mu, 1992) 59
Figura 3.16: configurazione a celle esagonali (Li e Mu, 1992) 60
Figura 3.17: honeycomb soggetto a carico lungo X e lungo Y (Li e Mu, 1992) 61
Figura 3.18: honeycomb soggetto a carico lungo X e lungo Y (Li e Mu, 1992) 61
Figura 3.19: schiacciamento della struttura all'aumentare della compressione
assiale (Li e Mu, 1992)
Figura 3.20: rottura fragile per compressione e per trazione (Li e Mu, 1992) 63
Figura 3.21: schematizzazione della modalità di applicazione del dispositivo
(Vallero, 2017)
Figura 3.22: rappresentazione di un modulo a quattro livelli (Vallero, 2017) 65
Figura 3.23: rappresentazione dall'alto e frontale delle lamiere lisce (Sx) e grecate
(Dx) (Bruzzese, 2019)
Figura 3.24: rappresentazione della geometria della cella (Bruzzese, 2019) 66
Figura 3.25: vista frontale e trasversale della configurazione RA in un pannello a
due livelli
Figura 3.26: vista frontale e trasversale della configurazione MA in un pannello a
due livelli
Figura 3.27: vista frontale e trasversale della configurazione CA in un pannello a
due livelli

Figura 3.28: schema illustrativo del pannello in esercizio (Bruzzese, 2019) 69
Figura 3.29: dettaglio costruttivo della cella trapezoidale (Vallero, 2017) 69
Figura 3.30: schema statico della cella trapezoidale (Vallero, 2017) 70
Figura 3.31: rappresentazione statica della cella elementare soggetta a un carico
distribuito q (Vallero, 2017)
Figura 3.32: diagramma $\sigma\text{-}\epsilon$ di un dispositivo alveolare (Lu e Yu, 2003)71
Figura 3.33: diagramma $\sigma\text{-}\epsilon$ di un dispositivo alveolare (Lu e Yu, 2003)72
Figura 3.34: rappresentazione dell'abbassamento prodotto dalla forza F (Vallero,
2017)
Figura 3.35: carico assiale agente sul lato obliquo dovuto alla forza F 75
Figura 3.36: sezione di un giunto rivettato (Bruzzese, 2019)
Figura 3.37: vista dall'alto del posizionamento dei rivetti (Bruzzese, 2019) 78
Figura 4.1: soluzione con il metodo dei trapezi (Bruzzese, 2019) 81
Figura 4.2: schema illustrativo della prova di punzonamento (PR141ALR) 84
Figura 4.3: schema illustrativo (in mm) della geometria del punzone e della cella
trapezoidale (Bruzzese,2019)
Figura 4.4: prova di punzonamento sulla lastra grecata (core)
Figura 4.5: prova di punzonamento su pannello a un livello (PR_4_1_AL_R) 87
Figura 4.6: Diagramma forza-spostamento F-δ (PR_4_1_AL_R) 88
Figura 4.7: rappresentazione della formazione delle cerniere plastiche del primo
ordine (in rosso) (Bruzzese, 2019)
Figura 4.8: rappresentazione della formazione delle cerniere plastiche del secondo
ordine (in rosso) (Bruzzese,2019)
Figura 4.9: andamento dell'energia assorbita rispetto all'avanzamento prova
(PR_4_1_AL_R)
Figura 4.10: prova di punzonamento su pannello a due livelli (PR_6_2_CA_R) 91
Figura 4.11: diagramma forza-spostamento F-δ (PR_6_2_CA_R) 92
Figura 4.12: andamento dell'energia assorbita rispetto all'avanzamento prova
(PR_6_2_CA_R)
Figura 4.13: prova di punzonamento su pannello a due livelli (PR_5_2_AL_R). 94
Figura 4.14: improvvisa deformazione della lastra superiore durante la prova
(PR_5_2_AL_R)

Figura 4.15: diagramma forza-spostamento F-δ (PR_5_2_AL_R)
Figura 4.16: andamento dell'energia assorbita rispetto all'avanzamento prova
(PR_5_2_AL_R)
Figura 4.17: funzione continua f(x) divisa secondo intervalli di passo Δx (figura
modificata, Barla A.A. 2017/18)
Figura 4.18: successivi step di una analisi agli elementi finiti tramite codice Abaqus
Figura 4.19: interfaccia di Abaqus/CAE con l'elenco dei successivi moduli (sulla
sinistra)
Figura 4.20: curve tensione-deformazione per due materiali diversi.
Comportamento fragile (in blu) e comportamento duttile (in rosso) (Callister,
2000)
Figura 4.21: normativa BS EN ISO 6892-1:2016 106
Figura 4.22: disegno illustrativo del dimensionamento del provino 106
Figura 4.23: panoramica dei passaggi seguiti per il confezionamento dei provini
Figura 4.24: schema di una prova di trazione (Petrucci) 108
Figura 4.25: curva σ-ε per un acciaio dolce (Spagnoli)109
Figura 4.26: curva σ-ε per una lega d'alluminio (Guoxing Lu e Tongxi Yu, 2003)
Figura 4.27: curve σ - ϵ semplificate. Comportamento elastico perfettamente plastico
(a sinistra); comportamento elastico con ramo incrudente (a destra) (Lu e Yu, 2003)
Figura 4.28: curve σ - ϵ semplificate. Comportamento rigido perfettamente plastico
(a sinistra); comportamento rigido con ramo incrudente (a destra) (Lu e Yu, 2003)
Figura 4.29: macchina W+B (a sinistra); disposizione del provino durante la prova
(a destra)
Figura 4.30: momento della rottura (a sinistra); Provino distrutto (a destra) 113
Figura 4.31: curva σ-ε restituita durante la prova114
Figura 4.32: confronto delle curve sperimentali dei provini
A.L0.01, A.Tr.03, B.Tr.01 dopo l'exponnential smoothing (N.Bruzzese, 2019). 115

Figura 4.33: rappresentazione del tipo di mesh adottata 119
Figura 4.34: rappresentazione 2D del rivetto (Bruzzese, 2019) 120
Figura 4.35: definizione del carico nello step pre-load 121
Figura 4.36: rappresentazione del sistema di riferimento globale 123
Figura 4.37: condizioni al contorno del punzone 123
Figura 4.38: condizioni di vincolo ai lati del modello 124
Figura 5.1: pannello ad un livello in configurazione AL modellato su Abaqus . 126
Figura 5.2: grafico F- δ relativo alla configurazione RA a singolo livello 127
Figura 5.3: andamento di EA in funzione di AP per la configurazione a un livello
(RA)
Figura 5.4: modello numerico di pannello a due livelli (RA) 128
Figura 5.5: grafico F-δ relativo alla configurazione RA a due livelli 129
Figura 5.6: andamento di EA in funzione di AP per la configurazione a due livelli
(RA)
Figura 5.7: modello numerico di pannello a due livelli (CA) 130
Figura 5.8: grafico F-δ relativo alla configurazione CA a due livelli131
Figura 5.9: andamento di EA in funzione di AP per la configurazione a due livelli
(CA)
Figura 5.10: confronto curve F-8: in viola vengono riportati i valori relativi alla
prova sperimentale PR_4_1_AL_R; in arancione i risultati della simulazione
numerica
Figura 5.11: confronto curve F-8: in viola vengono riportati i valori relativi alla
prova sperimentale PR_5_2_AL_R; in arancione i risultati della simulazione
numerica
Figura 5.12: confronto curve F-8: in viola vengono riportati i valori relativi alla
prova sperimentale PR_6_2_CA_R; in arancione i risultati della simulazione
numerica
Figura 5.13: confronto curve energia assorbita: in viola vengono riportati i valori
relativi alla prova sperimentale PR_4_1_AL_R; in arancione i risultati della
simulazione numerica
Figura 5.14: andamento dello scarto energetico EEA tra i risultati sperimentali della
prova PR_4_1_AL_R e quelli numerici

Figura 5.15: confronto curve energia assorbita: in viola vengono riportati i valori
relativi alla prova sperimentale PR_5_2_AL_R; in arancione i risultati della
simulazione numerica
Figura 5.16: andamento dello scarto energetico ϵEA tra i risultati sperimentali della
prova PR_5_2_AL_R e quelli numerici
Figura 5.17: confronto curve energia assorbita: in viola vengono riportati i valori
relativi alla prova sperimentale PR_6_2_CA_R; in arancione i risultati della
simulazione numerica
Figura 5.18: andamento dello scarto energetico EEA tra i risultati sperimentali della
prova PR_6_2_CA_R e quelli numerici
Figura 5.19: tipologie di connettori disponibili sul codice Abaqus (Abaqus user's
manual)
Figura 5.20: area di influenza di un elemento connettore(Abaqus user's manual)
Figura 5.21: spostamenti vincolati da un connettore assembled-beam 143
Figura 5.22: spostamenti vincolati da un connettore assembled-CVJoint 143
Figura 5.23: confronto delle curve forza-spostamento: in viola i dati della prova
sperimentale PR_4_1_AL_R; in arancione quelli della simulazione numerica con
connettore tipo CVJoint
Figura 5.24: spostamenti vincolati da un connettore basic-axial 145
Figura 5.25: confronto delle curve forza-spostamento: in viola i dati della prova
sperimentale PR_4_1_AL_R; in arancione quelli della simulazione numerica con
connettore tipo basic-axial
Figura 5.26: spostamenti vincolati da un connettore basic-join 146
Figura 5.27: confronto delle curve forza-spostamento: in viola i dati della prova
sperimentale PR_4_1_AL_R; in arancione quelli della simulazione numerica con
connettore tipo basic-join
Figura 5.28: confronto della curva forza-spostamento della prova sperimentale
PR_4_1_AL_R con i risultati ottenuti dalle simulazioni numeriche 147
Figura 5.29: dati di input del position failure criteria 148

Figura 5.30: confronto delle curve forza-spostamento: in viola i dati della prova
sperimentale PR_4_1_AL_R; in arancione quelli della simulazione numerica con
connettore Original e position failure criteria
Figura 5.31: dati di input del force/moment failure criteria
Figura 5.32: confronto delle curve forza-spostamento: in viola i dati della prova
sperimentale PR_4_1_AL_R; in arancione quelli della simulazione numerica con
connettore Original e force/moment failure criteria
Figura 5.33: confronto della curva forza-spostamento della prova sperimentale
PR_4_1_AL_R con i risultati ottenuti dalle simulazioni numeriche con criteri di
rottura
Figura 6.1: dettaglio spessore 0,6 mm e altezza lamiera grecata 20 mm pannello a
1 livello (RA)
Figura 6.2: dettaglio spessore 0,3 mm e altezza lamiera grecata 20 mm pannello a
1 livello (RA)
Figura 6.3: confronto delle curve F-δ pannello a 1 livello (RA): in viola, i risultati
ottenuti con spessore 0,3mm e altezza 20mm; in arancione, i risultati ottenuti con
spessore 0,6mm e altezza 20mm
Figura 6.4: confronto in termini di energia dissipata pannello a 1 livello (RA): in
viola, i risultati ottenuti con spessore 0,3mm e altezza 20mm; in arancione, i risultati
ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm 154
Figura 6.5: dettaglio spessore 1 mm e altezza lamiera grecata 20 mm pannello a 1
livello (RA)
Figura 6.6: confronto delle curve F-δ pannello a 1 livello (RA): in viola, i risultati
ottenuti con spessore 1mme altezza 20mm; in arancione, i risultati ottenuti con
spessore 0,6mm e altezza 20mm
Figura 6.7: confronto in termini di energia dissipata pannello a 1 livello (RA): in
viola, i risultati ottenuti con spessore 1mm e altezza 20mm; in arancione, i risultati
ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm 155
Figura 6.8: dettaglio spessore 0,6 mm e altezza lamiera grecata 50 mm pannello a
1 livello (RA)

Figura 6.9: confronto delle curve F-8 pannello a 1 livello (RA): in viola, i risultati
ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 50mm; in arancione, i risultati ottenuti con
spessore 0,6mm e altezza 20mm
Figura 6.10: dettaglio dello spessore e della lunghezza del lato obliquo 157
Figura 6.11: fasi della rottura per carico di punta nel modello a un livello (RA) con
spessore 0,6 mm e altezza 50 mm
Figura 6.12: confronto in termini di energia dissipata pannello a 1 livello (RA): in
viola, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 50mm; in arancione, i risultati
ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm
Figura 6.13: dettaglio spessore 1 mm e altezza lamiera grecata 50 mm pannello a 1
livello (RA)
Figura 6.14: confronto delle curve F-δ pannello a 1 livello (RA): in viola, i risultati
ottenuti con spessore 1mm e altezza 50mm; in arancione, i risultati ottenuti con
spessore 0,6mm e altezza 50mm 160
Figura 6.15: fasi della rottura per carico di punta nel modello a un livello (RA) con
spessore 1 mm e altezza 50 mm
Figura 6.16: confronto in termini di energia dissipata pannello a 1 livello (RA): in
viola, i risultati ottenuti con spessore 1mm e altezza 50mm; in arancione, i risultati
ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 50mm 162
Figura 6.17: grafico riepilogativo del confronto delle curve F-8 pannello a 1 livello
(RA) per tutti gli spessori e altezza pari a 20mm
Figura 6.18: grafico riepilogativo del confronto delle curve F-8 pannello a 1 livello
(RA) per tutti gli spessori e altezza pari a 50mm
Figura 6.19: grafico riepilogativo del confronto delle EA pannello a 1 livello (RA)
per tutti gli spessori e altezza pari a 20mm 164
Figura 6.20: grafico riepilogativo del confronto delle EA pannello a 1 livello (RA)
per tutti gli spessori e altezza pari a 50mm164
Figura 6.21: dettaglio spessore 0,3 mm e altezza lamiera grecata 20 mm pannello a
2 livelli (RA)
Figura 6.22: confronto delle curve F-δ pannello a 2 livelli (RA): in viola, i risultati
ottenuti con spessore 0,3mm e altezza 20mm; in arancione, i risultati ottenuti con
spessore 0,6mm e altezza 20mm 166

Figura 6.23: confronto in termini di energia dissipata pannello a 2 livelli (RA): in
viola, i risultati ottenuti con spessore 0,3mm e altezza 20mm; in arancione, i risultati
ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm 167
Figura 6.24 : dettaglio spessore 1 mm e altezza lamiera grecata 20 mm pannello a
2 livelli (RA)
Figura 6.25: confronto delle curve F-8 pannello a 2 livelli (RA): in viola, i risultati
ottenuti con spessore 1mm e altezza 20mm; in arancione, i risultati ottenuti con
spessore 0,6mm e altezza 20mm
Figura 6.26: fasi della rottura per carico di punta nel modello a 2 livelli (RA) con
spessore 1 mm e altezza 20 mm
Figura 6.27: confronto in termini di energia dissipata pannello a 2 livelli (RA): in
viola, i risultati ottenuti con spessore 1mm e altezza 20mm; in arancione, i risultati
ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm
Figura 6.28: dettaglio spessore 0,6 mm e altezza lamiera grecata 50 mm pannello a
2 livelli (RA)
Figura 6.29: confronto delle curve F-8 pannello a 2 livelli (RA): in viola, i risultati
ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 50mm; in arancione, i risultati ottenuti con
spessore 0,6mm e altezza 20mm
Figura 6.30: fasi della rottura per carico di punta nel modello a 2 livelli (RA) con
spessore 0,6 mm e altezza 50 mm
Figura 6.31: confronto in termini di energia dissipata pannello a 2 livelli (RA): in
viola, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 50mm; in arancione, i risultati
ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm
Figura 6.32: dettaglio spessore 1 mm e altezza lamiera grecata 50 mm pannello a 2
livelli (RA)
Figura 6.33: confronto delle curve F-8 pannello a 2 livelli (RA): in viola, i risultati
ottenuti con spessore 1mm e altezza 50mm; in arancione, i risultati ottenuti con
spessore 0,6mm e altezza 50mm
Figura 6.34: fasi della rottura per carico di punta nel modello a 2 livelli (RA) con
spessore 1 mm e altezza 50 mm 176

Figura 6.35: confronto in termini di energia dissipata pannello a 2 livelli (RA): in
viola, i risultati ottenuti con spessore 1mm e altezza 50mm; in arancione, i risultati
ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 50mm
Figura 6.36: grafico riepilogativo del confronto delle curve F-δ pannello a 2 livelli
(RA) per tutti gli spessori e altezza pari a 20mm 177
Figura 6.37: grafico riepilogativo del confronto delle curve F-δ pannello a 2 livelli
(RA) per tutti gli spessori e altezza pari a 50mm
Figura 6.38: grafico riepilogativo del confronto delle EA pannello a 2 livelli (RA)
per tutti gli spessori e altezza pari a 20mm 178
Figura 6.39: grafico riepilogativo del confronto delle EA pannello a 2 livelli (RA)
per tutti gli spessori e altezza pari a 50mm
Figura 6.40: dettaglio spessore 0,3 mm e altezza lamiera grecata 20 mm pannello a
2 livelli (CA)
Figura 6.41: confronto delle curve F-8 pannello a 2 livelli (CA): in viola, i risultati
ottenuti con spessore 0.3mm e altezza 20mm; in arancione, i risultati ottenuti con
spessore 0,6mm e altezza 20mm
Figura 6.42: confronto in termini di energia dissipata pannello a 2 livelli (CA): in
viola, i risultati ottenuti con spessore 0,3mm e altezza 20mm; in arancione, i risultati
ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm
Figura 6.43: dettaglio spessore 1 mm e altezza lamiera grecata 20 mm pannello a 2
livelli (CA)
Figura 6.44: confronto delle curve F-8 pannello a 2 livelli (CA): in viola, i risultati
ottenuti con spessore 1mm e altezza 20mm; in arancione, i risultati ottenuti con
spessore 0,6mm e altezza 20mm
Figura 6.45: confronto in termini di energia dissipata pannello a 2 livelli (CA): in
viola, i risultati ottenuti con spessore 1mm e altezza 20mm; in arancione, i risultati
ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm
Figura 6.46: dettaglio spessore 0,6 mm e altezza lamiera grecata 50 mm pannello a
2 livelli (CA)
Figura 6.47: confronto delle curve F-δ pannello a 2 livelli (CA): in viola, i risultati
ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 50mm; in arancione, i risultati ottenuti con
spessore 0,6mm e altezza 20mm

Figura 6.48: fasi della rottura per carico di punta nel modello a 2 livelli (CA) con
spessore 0,6 mm e altezza 50 mm
Figura 6.49: confronto in termini di energia dissipata pannello a 2 livelli (CA): in
viola, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 50mm; in arancione, i risultati
ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm
Figura 6.50: dettaglio spessore 1 mm e altezza lamiera grecata 50 mm pannello a 2
livelli (CA)
Figura 6.51: confronto delle curve F-8 pannello a 2 livelli (CA): in viola, i risultati
ottenuti con spessore 1mm e altezza 50mm; in arancione, i risultati ottenuti con
spessore 0,6mm e altezza 50mm
Figura 6.52: fasi della rottura per carico di punta nel modello a 2 livelli (CA) con
spessore 1 mm e altezza 50 mm
Figura 6.53: confronto in termini di energia dissipata pannello a 2 livelli (CA): in
viola, i risultati ottenuti con spessore 1mm e altezza 50mm; in arancione, i risultati
ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 50mm
Figura 6.54: grafico riepilogativo del confronto delle curve F-δ pannello a 2 livelli
(CA) per tutti gli spessori e altezza pari a 20mm
Figura 6.55: grafico riepilogativo del confronto delle curve F-δ pannello a 2 livelli
(CA) per tutti gli spessori e altezza pari a 50mm
Figura 6.56: grafico riepilogativo del confronto delle EA pannello a 2 livelli (CA)
per tutti gli spessori e altezza pari a 20mm 191
Figura 6.57: grafico riepilogativo del confronto delle EA pannello a 2 livelli (CA)
per tutti gli spessori e altezza pari a 50mm

Introduzione

Il presente lavoro di tesi è dedicato allo studio di un dispositivo di dissipazione dell'energia cinetica da caduta massi, con particolare attenzione verso la sua modellazione numerica. Soprattutto in Italia, paese fortemente soggetto a dissesti idrogeologici e con un'elevata densità abitativa, che si aggira intorno ai 200 ab/km² (Istat,2016), negli ultimi anni si è sviluppata una notevole sensibilizzazione nei confronti del rischio derivante dai fenomeni naturali. Questi ultimi infatti, sul territorio nazionale si manifestano diversamente in base all'assetto geomorfologico delle diverse zone e sono presenti in modo capillare. L'elevata presenza di opere di urbanizzazione e di infrastrutture fa sì che vi siano numerosi e differenti elementi esposti al rischio (ad es., manufatti edilizi, popolazione locale, ecc.). La conformazione geologica e geomorfologica è sicuramente uno dei fattori che predispongono il territorio a fenomeni franosi ed alluvionali. Il verificarsi di una serie di eventi di questo tipo (Piemonte 1994, Campania 1998 e 1999, Soverato 2000, Alpi centrali 2000 e 2002), ha portato all'emanazione di leggi specifiche (267/1998 e 365/2000) atte a prevenire e contenere gli effetti prodotti da fenomeni di dissesto idrogeologico. Per questo motivo, sono state e vengono attualmente effettuate numerose ricerche scientifiche relative all'analisi di fenomeni, alla valutazione del livello di rischio e all'implementazione di metodologie di gestione e mitigazione del rischio stesso. In questo contesto gli studi su validi approcci metodologici per l'analisi e la valutazione del rischio possono fornire un supporto al processo decisionale delle autorità preposte alla gestione del territorio, identificando gli scenari di rischio e le possibili strategie di mitigazione,

individuando le soluzioni migliori in termini di efficacia, sostenibilità ambientale e convenienza economica. Il rischio può essere mitigato operando sulle grandezze che rientrano nella sua definizione, ossia pericolosità (combinazione di intensità e frequenza di accadimento), esposizione (numero e valore degli elementi a rischio) e vulnerabilità (grado di perdita atteso). Nel caso della caduta massi, i metodi per la riduzione della pericolosità sono molteplici, ad esempio si possono installare sul versante delle opere di protezione atte ad arrestare la traiettoria del masso lungo il pendio evitando l'impatto di quest'ultimo contro gli elementi esposti al rischio. Tramite le mappe di pericolosità, strumenti che individuano le zone classificate a rischio frana sul territorio nazionale, è possibile ridurre l'esposizione individuando delle aree di sviluppo urbano meno esposte a rischio, ovvero delocalizzando i beni esposti. La riduzione della vulnerabilità, intesa come grado di perdita atteso sull'elemento a rischio, è una strategia che ricopre spesso un ruolo secondario rispetto alle opere di protezione tradizionali. In letteratura infatti, è difficile trovare validi riferimenti nei confronti di quest'ultima. In questo elaborato ci si è focalizzati sulla riduzione della vulnerabilità strutturale e quindi sulla progettazione della geometria di un sistema innovativo per la dissipazione dell'energia cinetica di impatto composto da un pannello sandwich multistrato in lamiera metallica (liscia e grecata) da applicare sul paramento esterno di monte dell'edificio interessato da caduta massi. Lo schiacciamento dei livelli, composti dalla sovrapposizione delle lamiere, garantisce il comportamento del dispositivo. La deformabilità del sistema è favorita dall'acciaio di cui sono costituite le lamiere. Attraverso la sua notevole capacità di deformazione in campo plastico, il sistema è capace di dissipare totalmente o parzialmente l'energia cinetica di impatto del blocco che collide con la parete dell'edificio esposto, salvaguardando l'integrità strutturale dell'elemento (strutturale o non strutturale) retrostante.

Lo scopo di questo lavoro di tesi è quello di validare un modello numerico agli elementi finiti rappresentativo di prove di laboratorio effettuate presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica del Politecnico di Torino (Bruzzese, 2019) riguardo a questa tipologia di dispositivi dissipatori. Queste prove sono state realizzate applicando un carico assiale nel baricentro geometrico della lamiera superiore del dispositivo disposto in orizzontale all'interno della macchina di prova. In questo caso si parla di prove di punzonamento. Il fine della modellazione numerica è quello di riprodurre accuratamente il comportamento sperimentale del pannello in modo tale da poterne studiare la risposta e abbattere considerevolmente il numero di prove fisiche da realizzare e, di conseguenza, i costi. Dopo una prima fase di caratterizzazione dei materiali (svolta durante l'attività di tirocinio dello scrivente) mediante prove di trazione diretta, è stato riprodotto tramite modellazione numerica agli elementi finiti il comportamento del dispositivo, combinando i dati della caratterizzazione del materiale con quelli delle prove sperimentali (prove di punzonamento) in modo tale da rendere possibile la validazione del modello. La validazione è fondamentale in quanto permette di capire di quanto si discosta la risposta numerica dal comportamento reale. In particolare, nel primo capitolo vengono trattati sinteticamente gli elementi distintivi dei fenomeni di instabilità di versante focalizzandosi sulla caduta massi e sulle strategie di mitigazione del rischio. Successivamente (nel secondo capitolo) viene introdotto il rischio legato a tale fenomeno naturale fornendo una descrizione del processo di valutazione delle sue componenti e di conseguente gestione, con particolare attenzione alla vulnerabilità strutturale. Nel capitolo seguente, vengono introdotte quindi le caratteristiche dei sistemi di dissipazione energetica utilizzati in altri ambiti dell'ingegneria (meccanica, aerospaziale, navale, ecc.), per poi cominciare la trattazione sul dispositivo di dissipazione proposto illustrandone la geometria, i materiali costituenti, il funzionamento meccanico ed il processo dissipativo/deformativo. In seguito, vengono riportati i risultati delle prove di trazione effettuate per la caratterizzazione del materiale costituente il dispositivo, necessari ai fini di un'accurata modellazione numerica. Il quarto capitolo invece, viene interamente dedicato alla descrizione del modello numerico agli elementi finiti per poi passare al tema della conseguente validazione nel quinto capitolo. In conclusione, nell'ultimo capitolo sono esposti i risultati di ulteriori analisi numeriche effettuate modificando la geometria (altezze e spessori) del pannello.

Capitolo 1

Aspetti generali sulla caduta massi

Il fenomeno della caduta massi in Italia, paese caratterizzato da una marcata presenza di aree montagnose e collinari, è diventato uno dei più comuni casi di instabilità nei versanti. Il dissesto idrogeologico è definito dalla Commissione De Marchi (1970 e 1974), commissione interministeriale nata con il compito di regolamentare la difesa del suolo nei confronti del dissesto idrogeologico, come l'insieme dei processi che vanno dalle erosioni contenute e lente, alle forme più consistenti della degradazione superficiale e sotto superficiale dei versanti, fino alle forme imponenti e gravi delle frane. La legge quadro sulla difesa del suolo n. 183 del 1989 descrive il dissesto idrogeologico come qualsiasi disordine o situazione di squilibrio che l'acqua produce nel suolo e/o nel sottosuolo. Nel territorio nazionale, il rischio geologico è diventato un problema importante infatti, secondo gli studi dell'Agenzia Nazionale per la Protezione dell'Ambiente e per i Servizi Tecnici (APAT), nel rapporto sulle frane in Italia, sono state censite circa 470 000 frane in 20 000 km², pari al 6,6% dell'intero territorio nazionale. Tali dati vengono giustificati dalle caratteristiche geomorfologiche e orografiche del nostro paese ma anche dalla cattiva azione dell'uomo: il disboscamento, la mancata manutenzione dei versanti, la massiccia alterazione del territorio e la continua edificazione in zone esposte a tali tipi di fenomeni franosi, aumentano esponenzialmente il rischio. Il continuo manifestarsi di fenomeni calamitosi ha portato il Ministero dell'Ambiente a passare da una politica incentrata sulla riparazione dei danni, ad una gestione del rischio basata sulla previsione e sulla prevenzione di tali eventi. Ci si è focalizzati infatti sull'individuazione delle condizioni di rischio in modo tale da poter adottare

interventi che hanno come obiettivo quello di minimizzare l'impatto che questi fenomeni hanno sulle aree urbanizzate. Il territorio nazionale è stato quindi suddiviso in zone a rischio idrogeologico che varia da elevato a molto elevato (DPCM 29.09.1998). Allo stesso tempo vengono realizzati nuovi studi atti a definire con maggiore precisione le condizioni di rischio e l'adozione di nuovi sistemi di allerta e monitoraggio.

1.1 Classificazione dei fenomeni franosi

Uno dei primi sistemi di classificazione delle frane vanne studiato dall'americano David J. Varnes nel 1954 per poi essere pubblicato nell'Higway Research Board del 1958 ed essere adottato, sul finire degli anni '70, come standard internazionale. In fine nel 1996 nell'ultima versione di questo lavoro, frutto della cooperazione di Varnes con David M. Cruden, vennero introdotti i concetti base della loro analisi: il materiale e la tipologia di movimento. Basandosi sul tipo di materiale coinvolto vennero individuate tre classi principali: la *roccia* (rock), il *terreno* (earth) e il *detrito* (debris). In riferimento al cinematismo invece, individuarono cinque diverse classi: *crolli, ribaltamenti, scorrimenti, espandimenti laterali e colamenti*. Una ulteriore suddivisione riguardò gli scorrimenti che vennero scomposti in *rotazionali* e *traslazionali* (Figura 1.1). L'ultima classe individuata dai due studiosi statunitensi fu quella dei *fenomeni complessi*, riguardante tutti i fenomeni che combinano alcune tipologie principali (Tabella 1.1).

Tipologia di movimento		Tipologia di materiale				
		Roccia	Terreno	Detrito		
Crollo		Crollo di roccia	Crollo di terreno	Crollo di detrito		
Ribaltamento		Ribaltamento di	Ribaltamento di	Ribaltamento di		
		roccia	terreno	detrito		
Scorrimento		Scorrimento	Scorrimento	Scorrimento		
	Rotazionale	rotazionale di roccia	rotazionale di	rotazionale di		
		Totazioliale di Toccia	terreno	detrito		
	Traslazionale	Soorrimonto	Scorrimento	Scorrimento		
		traclaziona di racaja	traslazionale di	traslazionale di		
		trasfazione di foccia	terreno	detrito		
Espandimento laterale		Espandimento	Espandimento	Espandimento		
		laterale di roccia	laterale di terreno	laterale di detrito		
Colamento Colate di roccia		Colate di roccia	Colate di terreno	Colate di detrito		
Fenomeni complessi		-	-	-		

Tabella 1.1:	· classificazione dei	fenomeni	franosi in	funzione del	' materiale	coinvolto	(Cruden e	varnes.	1996
							(



Figura 1.1: schematizzazione grafica dei fenomeni franosi (Cruden e Varnes, 1996)

A seguire, viene proposta una breve definizione dei materiali coinvolti nei fenomeni franosi (Varnes, 1996):

La *roccia* è un aggregato naturale composto da grani minerali uniti tra loro.
L'assemblamento di più blocchi da origine ad un ammasso roccioso. Questo

è composto da zone di roccia intatta che vengono divise le une dalle altre dalla presenza di superfici di debolezza dette *discontinuità*. All'interno di tali superfici si può riscontrare a volte la presenza di materiale di riempimento di origine organica o detritica. Per la classificazione meccanica e qualitativa di un ammasso roccioso, risulta necessario effettuare uno studio sulle discontinuità. Un tipo di discontinuità che altera il comportamento della totalità dell'ammasso viene detta *principale;* tra queste le più significative sono le *faglie,* aree di rottura per taglio caratterizzate da spostamenti facilmente individuabili, con ordini di grandezza che variano da pochi centimetri a centinaia di metri. In conclusione, vengono definite *famiglie,* i sistemi di discontinuità aventi orientamento spaziale e proprietà similari (Barla, 2010).

- Il *terreno* è un agglomerato di particelle minerali che non presentano cementazione e quindi separabili tra loro meccanicamente (Lancellotta, 2004). Nel caso in cui le particelle siano cementate le une con le altre, questo tipo di legame è comunque diverso da quelli che si manifestano tra i grani minerali componenti il materiale lapideo. Il terreno è inteso come mezzo *multifase* per via della presenza di vuoti interstiziali tra le particelle che possono essere riempiti da liquidi, gas o miscele di gas. Se la totalità degli interstizi viene colmata da fluido senza la presenza di una componente gassosa si ha a che fare con un terreno saturo, viceversa in assenza di fluido si tratta di terreno asciutto.
- Il detrito è un aggregato di grani minerali legati tra loro da cementazione. Il materiale costituente varia da grossolano a fine dipendendo dalle dimensioni delle particelle. Generalmente si parla di materiale grossolano quando esso è composto da grani con dimensioni superiori ai 2 millimetri per percentuali che variano tra il 20 e l'80% mentre si fa riferimento ad un materiale fine quando l'80% delle particelle presenta dimensioni minori di 2 millimetri. Il detrito quindi può essere composto da roccia o terreno dipendendo dalla grandezza dei grani e dalle sue caratteristiche meccaniche.

A seguire sono esposti i tipi di cinematismo riportati precedentemente e le loro peculiartà.

1.1.1 Crolli (Falls)

Il crollo è un fenomeno franoso che si manifesta in pareti verticali o sub-verticali inclinate di 45-50 gradi rispetto all'orizzontale (Figura 1.2). Questo tipo di instabilità porta alla movimentazione di terreni, detriti e rocce da un pendio, lungo una superficie avente resistenza a taglio limitata o nulla. I crolli sono dei fenomeni che avvengono in pareti con discontinuità già esistenti che individuano il volume instabile e sono normalmente caratterizzati da alte velocità. I segnali di un imminente distacco sono difficili da individuare e si manifestano ai lati dell'ammasso tramite cedimenti o con fessurazioni localizzate sulla superficie. Le cause predisponenti per questo tipo di fenomeno sono quindi la presenza di discontinuità, pareti denudate (assenza di copertura vegetale), presenza di riempimenti argillosi nei giunti che possono rigonfiare aumentando la pressione, etc. Tra quelle scatenanti invece possiamo citare l'infiltrazione d'acqua nelle discontinuità, cicli di gelo e disgelo, l'azione delle radici degli alberi, l'attività antropica (transito di mezzi o vibrazioni), scalzamento al piede, azione sismica e azione eolica. Tipicamente il crollo è associato ad instabilità di versanti in roccia o terreni cementati. Questo fenomeno è molto pericoloso poiché vengono raggiunte velocità elevate (150/200 km/h) dovute a un cinematismo complesso. Durante il crollo infatti, il materiale è movimentato verso il basso (volo libero), fino all'impatto con il suolo. In questa fase l'energia potenziale viene dissipata da successivi rimbalzi e cinematismi rototraslazioni lungo il versante, fino al raggiungimento di un valore minimo (Barbero, 2016). Importante è anche l'individuazione dei possibili percorsi dei massi lungo la scarpata in modo tale da poter capire quali beni sono esposti al rischio ed eventualmente disporre dei sistemi di difesa passiva a loro protezione. I fenomeni di crollo saranno nello specifico oggetto del presente elaborato e verranno quindi affrontati con maggiore dettaglio.



Figura 1.2: a sinistra, crollo di materiale roccioso nella Yosemite Valley, USA (Uhrhammer, 1996); a destra crollo di materiale lapideo in località San Giacomo, Italia (IFFI,2006)

1.1.2 Ribaltamenti (Topple o Toppling)

I ribaltamenti possono essere pensati come a delle tipologie particolari di crolli, la differenza sta nella fase di innesco. Questo tipo di instabilità si verifica generalmente in versanti interessati da sistemi di discontinuità sub verticali e sub orizzontali preesistenti che immergono nel fronte (Figura 1.3), raramente possono essere coinvolti anche materiali composti da terreni grossolani.



Figura 1.3: caso di un ribaltamento verificatosi in Giappone (Smith, 2009)

Questa particolare conformazione, fa si che, sia possibile il ribaltamento intorno ad un punto o a un asse situato sotto al baricentro della massa stessa. Le superfici di discontinuità sono costituite generalmente da: giunti di stratificazione, piani di faglia, fratturazione tettonica, fessurazione di varia natura, piani di scistosità o di laminazione, superfici di contatto tra materiali aventi caratteristiche geomeccaniche differenti. Le cause scatenanti possono essere di varia natura, vale la pena citare ad esempio la presenza di radici e cicli di gelo-disgelo che, variando le dimensioni dei giunti, generano la mobilitazione del volume instabile. Un altro elemento che riveste un ruolo significativo nei confronti dell'instabilità è la pressione interstiziale dovuta alla presenza di acqua all'interno delle discontinuità.

1.1.3 Scivolamenti (Slides)

Il meccanismo di scivolamento, dipendendo dalla forma della superficie di scorrimento, si divide in due categorie: *scivolamento traslazionale o rotazionale*. Il primo avviene per lo più in pendii in condizione di franapoggio lungo superfici di rottura tipicamente planari e inclinazione simile a quella del versante (Figura 1.4). I materiali coinvolti sono normalmente composti da mezzi discontinui quali rocce stratificate o poco fessurate.



Figura 1.4: caso di scivolamento traslazionale, Scozia (British Geological Survey, 2006)

Quando viene superato il valore di resistenza a taglio dei materiali ed in presenza di superfici di scivolamento curve, si verifica invece un meccanismo di scivolamento rotazionale (Figura 1.5). In questo caso i materiali coinvolti posso essere terreni omogenei come le argille o granulari come le rocce fessurate. Un ruolo importante in questo tipo di meccanismo è rivestito dall'acqua, dagli eventuali sovraccarichi e dall'azione sismica. Lo scivolamento è spesso riconoscibile per la presenza di scarpate di altezze comprese tra i 5 ed i 10 metri con a valle zone disposte in contropendenza e meno inclinate che definiscono la zona di accumulo del materiale.



Figura 1.5: caso di scivolamento rotazionale, Canada (Hungr, 2014)

1.1.4 Colamenti (Flow)

Questi movimenti franosi si verificano sia in ammassi rocciosi che in terreni sciolti e sono evidenziati da deformazioni di tipo plastico dei materiali, aventi una velocità variabile da punto a punto nell'area di frana. I terreni interessati da questo tipo di frana sono quindi: le zone alterate degli ammassi rocciosi, le coperture eluviali, i sedimenti a prevalente componente arenacea, sabbiosa (tipo piroclastiti), argillosa e/o limosa, i cumuli di precedenti frane. I colamenti si dividono in due classi: *rapidi* e *lenti*. Nelle rocce sciolte prevalentemente fini e sature i colamenti assumono caratteri di colate, estremamente veloci, in molti casi distruttive e catastrofiche (debris flows). La loro principale caratteristica è quella di costituire un insieme ad elevata viscosità, la cui velocità è dipendente dalla pendenza del versante e dal contenuto d'acqua della massa in movimento. In questi casi spesso il materiale in frana segue l'andamento di preesistenti solchi di erosione che ne costituiscono l'alveo; a valle, terminato il preesistente impluvio (zona di raccolta naturale delle acque superficiali), il cumulo di frana si distribuisce a ventaglio sulla porzione di raccordo tra il piede del versante e la successiva zona pianeggiante. Durante i fenomeni il materiale è assimilabile ad un fluido viscoso. Nei colamenti lenti invece, i materiali coinvolti sono tipicamente terreni sabbiosi o detriti fini. Questi si manifestano anche in pendii di modesta acclività (Figura 1.6) e quindi non vengono raggiunte velocità elevate che comunque sono condizionate dal quantitativo d'acqua presente nel terreno. La superficie di rottura alla fine dell'evento franoso non è facilmente distinguibile. Tra i fattori scatenanti si ha la presenza di argille che per via delle loro caratteristiche di impermeabilità, determinano un ristagno delle acque superficiali normalmente provenienti da precipitazioni.



Figura 1.6: colata superficiale, Italia (IFFI,2006)

1.1.5 Espansioni Laterali (Lateral Spreading)

Le espansioni si innescano prevalentemente quando una massa rocciosa lapidea e fratturata è sovrapposta ad una roccia dal comportamento molto plastico che, con il susseguirsi delle piogge, ne provoca ed influenza il movimento (Figura 1.7). Risulta essere fattore predisponente di tipo geologico l'alternanza di uno strato lapideo a comportamento rigido su uno strato di materiale sciolto a comportamento plastico.



Figura 1.7: esempio di espansione laterale, Canada (Leroueil, 2012)

1.1.6 Frane complesse (Complex Phenomena)

Esse sono fenomeni complessi il cui movimento risulta dalla combinazione di due o più tipi di frane precedentemente descritte (Varnes, 1978). Oltre a queste, che possiamo definire frane in senso stretto, esistono altri movimenti di versante che hanno come agente di trasporto principale la gravità, ma che si manifestano con modalità diverse da quelle di una frana come viene comunemente intesa (Figura 1.8). La loro caratteristica principale consiste nel fatto che riguardano la sola coltre detritica di un versante, ossia il mantello di copertura costituito da terreni sciolti o semi-sciolti prodotti dall'alterazione degli ammassi rocciosi.



Figura 1.8: frana complessa: scivolamento traslazionale evoluto in colata lenta, Italia (Hungr, 2014)

1.2 La caduta massi

La caduta massi è un fenomeno molto diffuso in Italia, soprattutto nelle zone di montagna, con gravi conseguenze sulla percorribilità dei tratti viari, sulle infrastrutture, sulle attività economiche, sulle strutture civili e sulla collettività. In questo elaborato verranno analizzati i fenomeni di caduta massi per lo studio della possibile interazione di un blocco con elementi (strutturali e non strutturali) di un edificio esposto. Al fine di una maggiore chiarezza vengono di seguito trattati alcuni degli aspetti peculiari di questo fenomeno. Per caduta massi si intende il distacco ed il conseguente cinematismo verso valle di blocchi di roccia volumetricamente limitati, da pendii molto inclinati e fessurati. I massi possono avere significative energie cinetiche con velocità che possono raggiungere i 40 m/s (Barbero, 2016). I crolli possono essere facilmente confusi con eventi più estesi, per questo motivo esistono numerose analisi volte ad individuare delle linee guida per una accurata definizione di tali fenomeni. Gli studi generalmente delineano una classificazione fondata sui volumi coinvolti, una di queste è quella creata da G. B. Crosta (1990) (Tabella 1.2).

Fenomeno	Volumetria caratteristica [m ³]
Debris falls	< 10
Boulder falls	$10 \div 10^{2}$
Blockfall	$10^{2} \div 10^{4}$
Cliff fall	$10^4 \div 10^6$
Rock avalanches	$> 10^{6}$
Debris falls Boulder falls Blockfall Cliff fall Rock avalanches	<10 $10 \div 10^{2}$ $10^{2} \div 10^{4}$ $10^{4} \div 10^{6}$ $>10^{6}$

Tabella 1.2: classificazione dei fenomeni di crollo (Crosta, 2000)

Un altro tipo di classificazione è quella di tipo energetico la quale definisce un limite di energia cinetica di 2000 kJ, coincidente generalmente con la capacità assorbitiva di normali opere di difesa (barriere e rilevati), oltre il quale si parla di fenomeni franosi. Nel presente lavoro di tesi verranno illustrati in seguito i possibili metodi di mitigazione della vulnerabilità strutturale di edifici esposti, pertanto si farà riferimento a blocchi singoli con volumi caratteristici dell'ordine di circa 5 m³. Il distacco dei blocchi da un versante è fortemente influenzato dalle condizioni strutturali dell'ammasso (famiglie di discontinuità, persistenza, spaziatura), dalla

geometria (giacitura e orientazione delle discontinuità rispetto al versante), dalle caratteristiche meccaniche (resistenza a taglio delle discontinuità, resistenza a trazione di eventuali ponti di roccia) e da eventuali sollecitazioni esterne (presenza di acqua in pressione nelle discontinuità, sismi, ecc.). La caduta massi è condizionata da molti fattori che possono essere legati alle caratteristiche del pendio oppure dovuti a cause esterne. Queste ultime sono le variazioni di temperatura, l'attività sismica, i cicli di gelo e disgelo, la presenza di acqua che modifica la morfologia della roccia, l'azione eolica, lo scalzamento al piede prodotto dalla presenza di fiumi e l'azione delle radici delle specie arboree. I fattori interni sono legati agli sforzi residui della roccia di tipo geologico, ai giunti, e alle famiglie di discontinuità. Molto importanti sono i cicli di gelo e disgelo infatti, statisticamente, l'occorrenza del fenomeno viene amplificata nei mesi più piovosi quando le temperature vanno al di sotto dello 0° C. I fenomeni di caduta massi sono dei problemi difficili da studiare per via della loro complessità infatti, le forze in gioco creano delle zone di distacco che si alternano, zone di arresto momentanee e discontinuità nell'evoluzione del cinematismo per via degli impatti o delle caratteristiche orografiche del versante. Si possono distinguere tre fasi: innesco, propagazione (run-out) e arresto. Le zone di distacco (nicchia) possono presentarsi con proprietà distinte. Normalmente si parla di pareti rocciose particolarmente acclivi in cui le discontinuità individuano i volumi potenzialmente instabili. In particolare le superfici di debolezza che individuano i blocchi, vengono caratterizzate da numerosi elementi quali: orientazione, spaziatura, persistenza, riempimento, rugosità, resistenza delle pareti, apertura e presenza d'acqua. Nello specifico la persistenza rappresenta l'estensione della discontinuità all'interno dell'ammasso roccioso. Queste non presentano un'estensione infinita, ma il piano che idealmente le contiene attraversa anche i ponti di roccia ovvero zone di roccia intatta. L'erosione di questi ultimi è una delle cause per la quale si verificano i fenomeni di caduta massi. A distacco avvenuto si studia la fase di run-out, ovvero la fase di propagazione, in cui ci si concentra sul moto dei blocchi supportato dalla forza di gravità. In questo ambito si innesca una ridistribuzione energetica in cui l'energia potenziale (E_P) che il blocco aveva prima del distacco si trasforma in
energia cinetica (E_K), dissipazione attritiva (E_F) e rottura del materiale (E_D). Si può scrivere quindi (Eq.1-1):

$$\Delta E_P + \Delta E_K + \Delta E_F + \Delta E_D = 0 \qquad (1-1)$$

Dove le quattro componenti rappresentano le variazioni energetiche in un istante temporale di riferimento. All'avanzare del fenomeno l'energia potenziale decresce e aumenta il quantitativo cinetico. Durante l'impatto, il volume si scinde e dissipa una aliquota di energia per attrito. L'analisi del moto di un blocco nella fase di propagazione viene effettuata studiando i diversi scambi energetici e quindi valutandone la posizione nello spazio e la velocità. La terza ed ultima fase è costituita dall'arresto. Le variabili che influiscono maggiormente in quest'ambito sono le caratteristiche del pendio, le velocità sviluppate durante il moto e le caratteristiche geometriche dei blocchi. Se durante la propagazione non si verifica il raggiungimento dell'equilibrio statico, il cinematismo prosegue fino a fondovalle facendo aumentare la possibilità di un possibile impatto con opere antropiche, dissipando contro quest'ultime l'eccesso di contenuto energetico. É chiaro quindi come le frane da crollo siano un problema di grande importanza sia per quanto riguarda la loro diffusione, sia per la difficoltà della loro modellazione. Il fenomeno, seppur schematizzabile con modelli semplici, è caratterizzato da fattori e parametri legati alla sua evoluzione che risentono di grandi incertezze. Per questo motivo, la stabilità di un pendio viene studiata con metodi probabilistici ed in base alla pericolosità, legata alla dimensione del problema, all'intensità dell'evento e alla probabilità di occorrenza, vengono adottate misure di protezione e di mitigazione. Per abbassare il livello di rischio dovuto alla caduta massi, possono essere effettuati interventi di tipo attivo e di tipo passivo. I primi, vengono realizzati nella zona di innesco e prevengono il distacco dei blocchi di roccia. Quelli di tipo passivo, più frequentemente utilizzati, servono ad intercettare, deviare o bloccare gli elementi lapidei mobilitati.

Capitolo 2

Rischio e vulnerabilità per caduta massi

2.1 Generalità

I movimenti franosi sono oggetto di analisi, di controlli e di tentativi di previsione fin dai tempi passati. La ricerca scientifica e tecnologica ha sostenuto con vigore lo sviluppo di attività volte ad individuare la pericolosità dei potenziali fenomeni franosi, definendone le caratteristiche, i possibili movimenti ed i materiali. Il problema delle frane, in tutte le zone del nostro paese, è noto per la diffusione in particolare nelle aree rurali di collina e montagna. Più recentemente l'attenzione ha iniziato a focalizzarsi sugli effetti dannosi al territorio, cercando di individuare, attraverso analisi sull'uso del suolo, i beni fisici potenzialmente danneggiabili dal movimento franoso. È evidente come la presenza umana sul territorio possa, nel caso di eventi franosi, essere influenzata in modo complesso, sia in forma diretta che indiretta, in quanto questi ultimi possono colpire strutture, attività economiche, società e beni storico culturali; le conseguenze inoltre possono avere una durata temporale che si propaga ben oltre il fenomeno e gli eventuali interventi di recupero successivi. Nel seguente lavoro di tesi ci si focalizzerà sul rischio stimato in ambito strutturale. Il quadro di riferimento istituzionale di questi fenomeni è basato su forme legislative non sempre coerenti, con differenti approcci nei diversi paesi dell'Unione Europea, e con modelli di gestione del rischio improntati sulla prevenzione. In questo contesto nasce la necessità di studiare il fenomeno in una maniera più uniforme finalizzata a comprendere gli effetti sulle attività umane derivanti da potenziali fenomeni franosi. Lo sviluppo di un sistema sostenibile di

gestione del rischio, in particolare nelle aree rurali, riveste un ruolo significativo ma questo deve essere preceduto da un corretto sistema di valutazione.

2.2 Rischio da caduta massi

Anche se i volumi coinvolti sono modesti rispetto ad altri eventi franosi, i crolli sono caratterizzati da elevata frequenza, energia cinetica e mobilità. La continua ricerca di nuove aree da edificare si scontra sempre più spesso con tale tipo di instabilità e può generare dei problemi più o meno gravi alle abitazioni, alle infrastrutture e alla popolazione. Per questo motivo negli ultimi anni si è rivolta un'attenzione via via crescente verso questo tipo di problema implementando studi che vanno dalla cinematica, alla caratterizzazione della pericolosità, allo studio di nuovi interventi di difesa, alla zonazione del rischio sul territorio nazionale. Una prima classificazione di pericolosità e di rischio è stata realizzata da Varnes (1984) ed è stata rivista negli anni in modo tale da standardizzare terminologie spesso erroneamente interpretate ed utilizzate. Nel tempo, tra i ricercatori, sono comunque rimaste incertezze per quanto riguarda il loro utilizzo e la selezione dei parametri da usare per la loro definizione. Ai giorni nostri, la nomenclatura e le definizioni di riferimento sono quelle proposte dalle commissioni tecnico scientifiche dell'UNESCO (nell'ambito dell'International Association of Engineering Geology, IAEG). La definizione di rischio, nella sua trattazione temporale si è ramificata in diverse categorie quali il rischio ambientale, strutturale, economico e fisico. L'analisi e la gestione del rischio rivestono un ruolo di fondamentale importanza poiché la caduta massi può diventare un problema per quanto riguarda i beni economici, l'ambiente ed i servizi. La prima fase è quella di effettuare un'analisi cinematica dell'evento ed in seguito studiarne il grado di pericolosità in modo tale da poter creare una zonazione del rischio; strumento fondamentale per la sua conseguente gestione. Seppure negli ultimi anni i concetti di pericolosità e rischio siano stati al centro dell'attenzione di ricercatori, commissioni scientifiche ed amministratori, permangono incertezze riguardo il loro utilizzo e soprattutto sulla scelta dei parametri da utilizzare per la loro quantificazione. Spesso è stata proprio la diversa provenienza tecnico-scientifica dei soggetti coinvolti nonché la natura stessa dei fenomeni a determinare una confusione a livello terminologico a cui

ultimamente si è cercato di porre rimedio. Il rischio viene solitamente definito come una misura della probabilità di conseguenze sfavorevoli per la salute, le proprietà e la società, derivanti dall'esposizione ad un fenomeno pericoloso (hazard) di un certo tipo e di una certa intensità, in un certo lasso di tempo ed in una certa area (Smith, 2004). Una volta definiti tutti in parametri in gioco, il rischio viene valutato in base alla combinazione di questi ultimi. Possiamo definire:

 Pericolosità (H): probabilità che un fenomeno potenzialmente distruttivo si verifichi in un dato periodo di tempo ed in una determinate area (Canuti e Casagli, 1996);

- Esposizione (E): elementi a rischio in una data area e in un tempo prefissato (popolazione, proprietà, attività economiche, strutture, ecc.;

- Vulnerabilità (V): grado di perdita prodotto su un elemento o gruppo di elementi esposti a rischio risultante dal verificarsi di un fenomeno naturale di una data intesità I;

- Intensità (I): previsione delle dimensioni (areali e/o volumetriche), della velocità o dell'energia di una frana (M. Pirulli, A.A. 2017/18);

- Rischio specifico (Rs): è il "grado di perdita atteso quale conseguenza di un particolare evento naturale potenzialmente distruttivo";

- Rischio totale (R): numero previsto di perdite umane, feriti, danni alle proprietà, interruzione di attività economiche, in conseguenza di un particolare fenomeno naturale (Canuti e Casagli, 1996).

Il rischio totale viene quindi calcolato in funzione degli elementi sopra citati con la seguente espressione (Eq.2-1):

$$R(I, E) = H(I)V(I; E)W(E)$$
 (2-1)

dove H è la pericolosità, V la vulnerabilità e W è il valore degli elementi a rischio. Si può quindi distinguere il rischio specifico da quello totale. Il rischio specifico è legato alla probabilità annua ed esprime la perdita attesa in seguito al manifestarsi di un fenomeno di una certa intensità. Il rischio specifico è dato da (Eq.2-2):

$$R_S = H \times V \times E \tag{2-2}$$

Il danno potenziale (Potential Worth of Loss, WL) è espresso come "entità potenziale delle perdite nel caso di un evento con intensità fissata", viene ottenuto dal prodotto tra V e W (Eq.2-3):

$$W_L(I; E) = V(I; E)W(E)$$
 (2-3)

Esso quindi non è dipendente dalla pericolosità e quindi dalla probabilità che si verifichi il fenomeno ed è funzione delle peculiarità dell'elemento e dell'intensità dell'evento. Grazie a questo tipo di analisi, è stato possibile identificare delle vere e proprie "classi di rischio" che vanno da molto basso a molto elevato. Un esempio di applicazione della zonazione da rischio è fornito dalle indicazioni del DPCM 29.09.1998 (atto di indirizzo e coordinamento) che definisce le 4 classi di rischio totale cui deve rifarsi la pianificazione di bacino in materia di difesa del suolo (Tabella 2.1):

Rischio			Descrizione			
moderato	R1	per il quale i danni sociali, economici e al patrimonio ambientale sor marginali;				
medio	R2 per il quale sono possibili danni minori agli edifici, alle i al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'in personale, l'agibilità degli edifici e la funzionalità economiche;					
elevato	R3	per il quale son danni funzionali inagibilità degli socioeconomiche	o possibili problemi per l'incolumità delle persone, i agli edifici e alle infrastrutture con conseguente stessi, la interruzione di funzionalità delle attività e e danni rilevanti al patrimonio ambientale;			
molto elevato	R4	per il quale sono persone, danni g ambientale, la di	possibili la perdita di vite umane e lesioni gravi alle gravi agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio struzione di attività socioeconomiche.			

1 000 00000 2111 0000000 000 10000000	Tabella	2.1:	classi	di	rischio
---------------------------------------	---------	------	--------	----	---------

Il rischio può essere mitigato attraverso differenti modalità:

• Realizzazione di opere di protezione atte a ridimensionare il problema o diminuirne la frequenza con conseguente riduzione della pericolosità.

• Interventi sull'elemento a rischio volti alla diminuzione della vulnerabilità.

• Azione sull'esposizione, delocalizzando gli elementi esposti (ad es. pianificazione del costruito in modo tale da evitare l'edificazione in zone a rischio).

• Informare la popolazione e implementare sistemi di allerta e di allarme.

2.2.1 Esposizione al rischio

Per elementi a rischio vengono intesi la popolazione, i beni, i servizi, le infrastrutture e le proprietà economiche che si trovano in un'area soggetta all'evento franoso e sono caratterizzati dal loro valore economico W. Nella valutazione degli elementi a rischio si tiene in conto del singolo valore del bene moltiplicato per il numero totale di elementi. Il calcolo può essere fatto in maniera discrete oppure esteso ad un'intera area. Per esposizione al rischio (Exposition, Es) si intende invece la probabilità che un certo elemento sia esposto all'occorrenza di un fenomeno potenzialmente pericoloso. In letteratura l'esposizione per eventi calamitosi non è stata ancora formulata in maniera definitiva. Il concetto di esposizione definisce l'interazione tra l'evento e l'elemento a rischio ed è quindi definite dall'intensità del fenomeno stesso e dale specifiche dell'elemento. Essa è connessa con la probabilità che l'elemento si trovi in un determinate punto al tempo t. Esposizione e vulnerabilità sono due concetti legati fra loro in quanto l'esposizione di un elemento aumenta in funzione della rapidità dell'evento franoso, della reattività dell'elemento a rischio, dalla visibilità, etc.

2.2.2 Pericolosità

L'UNESCO nel 1984 definì la pericolosità come la probabilità che un fenomeno potenzialmente distruttivo si verifichi in un dato periodo di tempo e in una data area. Tale definizione non menziona un aspetto fondamentale, ovvero l'intensità. Essa fu introdotta da Herbert H. Einstein solo nel 1988. Nella sua trattazione, Einstein scompose la pericolosità in pericolo, inteso come la caratterizzazione meccanica, fisica e geografica del fenomeno, e pericolosità, in termini di probabilità d'occorrenza. L'obbiettivo era quello di dare un ruolo di maggior rilievo all'intesità, essa infatti, dipende dall'estensione dell'area soggetta ad instabilità e alla velocità dell'evento e può essere chiamata magnitudo. Nel nostro paese alcuni autori hanno proposto una loro definizione di pericolosità, prima Canuti e Casagli negli anni novanta e dopo altri studiosi come Crescenti (1998). Tutti giunsero alla conclusione di dover dare sempre più risalto all'intensità rispetto che al fattore probabilistico. In fine Panizza, nel 2001 definì la pericolosità come combinazione dell'intensità e della frequenza di accadimento di un fenomeno con una certa localizzazione. In generale, la pericolosità viene stimata a partire dalla localizzazione spaziale, l'intensità e la frequenza di accadimento.

2.2.3 Vulnerabilità

La vulnerabilità (V) rappresenta il grado di perdita atteso su un certo elemento o gruppo di elementi esposti a rischio a causa del verificarsi di un evento di una data intensità (Varnes et al., 1984). È espressa in una scala da 0 (nessuna perdita) a 1 (perdita totale) ed è una funzione dell'intensità del fenomeno, della tipologia di elemento a rischio e della resistenza che l'elemento oppone nei confronti dell'azione esterna (Eq.2-4).

$$V = V(I;E) \tag{2-4}$$

Alcune variabili da considerare sono:

- Intensità dell'evento;
- Caratteristiche dell'elemento;
- Localizzazione dell'elemento nei confronti dell'evento;
- Presenza di eventuali protezioni.

Spesso per rimanere a favore di sicurezza, si tiene in conto una perdita totale dell'elemento con valore della vulnerabilità pari a 1. In questo elaborato ci focalizzeremo sul concetto di vulnerabilità strutturale nei confronti della caduta massi.

2.3 La valutazione del rischio

Facendo riferimento al fenomeno della caduta massi e avendo introdotto gli elementi ed i concetti più importanti che caratterizzano il rischio, possiamo adesso introdurre un procedimento generale per la sua stima. Gli aspetti principali da cui partire sono l'analisi, la valutazione e la gestione del rischio. Questi tre concetti sono strettamente legati e la loro interconnessione permette una buona caratterizzazione del rischio. L'analisi di quest'ultimo, vertendo sul concetto di vulnerabilità, permette dapprima una definizione delle conseguenze ed inoltre si concentra sull'individuazione delle potenzialità dell'evento stimandone la frequenza di accadimento e l'intensità. Passando adesso alla valutazione del rischio, è necessario introdurre il concetto di rischio accettabile, ovvero il livello di conseguenze che una società è preparata ad accettare senza un definito programma di gestione. In questa fase, il rischio che abbiamo stimato viene messo a confronto con il rischio accettabile. Se parliamo di rischio specifico, esso viene considerato accettabile nell'ordine di 10⁻⁶ nel caso di eventi naturali catastrofici (M. Mastellone, 2008). Una ulteriore differenza da attenzionare è quella che intercorre tra rischio accettabile e tollerabile (residuo) che è definito come il livello di rischio con il quale una società è disposta a convivere, messe in atto le azioni di mitigazione e controllo. L'obiettivo della gestione del rischio è quello di diminuire e, se possibile, prevenire i rischi non accettabili assicurando la sicurezza del sistema. Canuti e Casagli (1994) proposero un metodo operativo per la stima del rischio, esso si compone di otto passaggi:

- Descrizione dello stato della natura;
- Valutazione dell'intensità;
- Valutazione della pericolosità;
- Definizione degli elementi a rischio;
- Valutazione della vulnerabilità;
- Valutazione del rischio;
- Definizione del rischio accettabile;
- Gestione del rischio.

Questa metodologia per la caratterizzazione del rischio fu utilizzata in particolare durante lo studio della metodologia Imiriland (Impact of Large Landslides in the Mountain Environment: Identification and Mitigation of Risk) sponsorizzata da vari enti come il Politecnico di Torino (Barbero,2011), da Bonnard (2004). A seguire vengono esposti gli steps sopra elencati.

2.3.1 Descrizione dello stato di natura

Il primo passo per l'individuazione del rischio è la descrizione dello stato di natura, esso consiste nella caratterizzazione dell'area di interesse a partire dal reperimento di dati storici e delle cause predisponenti e scatenanti di instabilità. Tra queste, le più comuni sono quelle legate alla litologia, morfologia, sismicità, metereologia e all'attività antropica. Tutte le informazioni raccolte vengono in seguito restituite attraverso una codifica logica nelle carte tematiche. Il secondo step del processo è quello di redigere delle carte inventario contenenti riferimenti legati all'aspetto meccanico e geometrico, tali carte, aiutano a comprendere i fenomeni franosi esistenti e, allo stesso tempo, ad individuare le zone potenzialmente instabili. Questo tipo di strumento viene generalmente affiancato da un codice identificativo che permette di accedere ad informazioni, reperite in situ in base ad analisi strumentali o ad indagine storica, che non possono essere espresse graficamente. Tutti i dati raccolti durante questo tipo di indagini vengono in fine raccolti in moderni database di facile accesso che vengono mantenuti costantemente aggiornati grazie allo sviluppo di nuove strumentazioni come la tecnica GIS.

2.3.2 Valutazione dell'intensità

La definizione dell'intensità rappresenta un problema particolarmente complesso che può essere condizionato da numerose variabili non facilmente studiabili come la velocità, l'energia ed i volumi coinvolti. Generalmente essa viene stimata erroneamente basandosi sull'entità dei danni prodotti in termini economici e di vite umane. Chiaramente risulta essere più conveniente stimare l'intensità indipendentemente alle sue conseguenze. I principali fattori utilizzati nel processo di caratterizzazione dell'intensità sono: la velocità, la geometria (dimensioni) ed il contenuto energetico. A questo punto e possibile seguire due tipi di approcci, uno mono-parametrico in cui viene studiata una sola delle tre variabili ed uno multiparametrico, in cui vengono considerati due o più parametri. Nel tempo, sono state studiate delle tabelle riepilogative per la classificazione dell'intensità di un evento a partire da questi tre parametri. Per quanto riguarda la velocità, Hungr (1981) propose una scala di intensità (in seguito modificata da Cruden e Varnes) in cui l'intensità è considerata tanto più importante quanto più rapido è il fenomeno. È opportuno inoltre citare anche l'approccio proposto in Francia nel 1990 dal Ministero dell'Ambiente basato sulle dimensioni della massa spostata dal fenomeno e sui danni a cose e persone. A rigore, entrambe le metodologie sopracitate risultano essere poco obiettive, quindi normalmente è bene fare riferimento all'energia cinetica che viene stimata moltiplicando l'area di frana con il quadrato della velocità. La quantità di energia cinetica di un evento è variabile nel tempo quindi essa viene studiata istante per istante oppure facendo riferimento alla media nel periodo di sviluppo dell'instabilità.

2.3.3 Valutazione della pericolosità

La valutazione della pericolosità viene effettuata a partire dalla definizione dell'imprevedibilità di un fenomeno e quindi dalla sua probabilità di occorrenza spaziale e temporale, in relazione alla sua modalità di propagazione, alla dimensione e all'intensità. Il concetto base sulla quale bisogna fare chiarezza nella definizione della pericolosità è la previsione, essa si divide in:

- *Previsione tipologica*: definisce il tipo di frana che può verificarsi nell'area in esame, essa è fondamentale perchè a partire da quest'ultima dipendono i successivi passi dell'analisi. In questa fase, vengono definiti lo stato di attività, il volume, la velocità, le cause e la tipologia del fenomeno;

- *Previsione spaziale*: previsione e caratterizzazione del versante o della sua porzione potenzialmente instabile. La previsione spaziale consente di definire un modello di innesco per l'analisi di stabilità basato sulla geometria del problema, sul tipo di cinematismo e sulle cause. Per far ciò possono essere utilizzati dei metodi di calcolo basati sul fattore di sicurezza o sul creep.

- *Previsione temporale*: previsione temporale della manifestazione di una determinata frana in un determinato contesto spaziale. La modalità con cui avviene la previsione temporale si lega alla definizione di pericolosità, pertanto, la previsione temporale non definisce l'istante di tempo al quale si instabilizza il volume, ma la probabilità di occorrenza P di un evento franoso di intensità I, nell'intervallo di tempo di un anno. A partire da ciò è possibile definire il tempo di ritorno T come (Eq.2-5):

$$T = \frac{1}{P} \tag{2-5}$$

Dalla probabilità di occorrenza si definisce la pericolosità ed occorre tenere in considerazione che eventi a uguale probabilità di occorrenza possono presentare un differente livello di pericolosità e l'associazione tra i due parametri non è semplice. Esistono due tipi approcci per la stima della probabilità di occorrenza:

 Approccio statistico: non considera la meccanica del processo di distacco ed esegue un'analisi statistica su una serie storica. L'elemento fondamentale è la frequenza annua degli eventi franosi in un periodo di N anni, definita come rapporto tra il numero n di eventi e il numero N di anni a disposizione (Eq.2-6).

$$F(N) = \frac{n}{N} \tag{2-6}$$

Se il numero N di anni a disposizione è abbastanza grande, si può confondere la frequenza annua con la probabilità di occorrenza. Da qui, possiamo ottenere la pericolosità in un periodo di N anni (Eq.2-7):

$$H(N) = 1 - (1 - P(n = 0))$$
(2-7)

Dove n indica il numero di eventi. La pericolosità, espressa secondo una distribuzione binomiale diventa (Eq.2-8):

$$H(N) = 1 - (1 - P)^{N} = 1 - \left(\frac{1}{T}\right)^{N}$$
 (2 - 8)

Dove T rappresenta il tempo di ritorno del fenomeno.

Per eventi considerati rari, per la quale il numero di eventi in un determinato periodo di tempo risulta essere molto inferiore al tempo di ritorno (N<<T), si può fare riferimento ad una ulteriore formulazione (M. Pirulli A.A. 2016-2017) (Eq.2-9):

$$H(N) \cong NP = \frac{N}{T} \tag{2-9}$$

Se invece non si è in possesso dei dati storici degli eventi franosi, si possono studiare le serie storiche delle cause (piogge o terremoti) che sono state documentate mediante misurazioni nel tempo in modo tale da ricavare i tempi di ritorno.

- Approccio meccanico: questo tipo di analisi tiene in considerazione la fisica dell'evento ed introduce un modello meccanico di distacco.
- Previsione dell'evoluzione: essa è la previsione della distanza di propagazione e di espansione laterale caratteristici di uno scenario di instabilità. Questo è un aspetto importante nella progettazione e nel dimensionamento di opere passive, tali interventi non sono atti ad impedire il verificarsi dell'evento di instabilità, ma a confinarlo e ridurne quindi le conseguenze. Una volta note la volumetria ed il meccanismo di distacco, ciò che si vuole stimare è l'area potenzialmente impattata dai blocchi, la velocità di impatto e gli spessori coinvolti. Questo tipo di analisi può essere affrontata seguendo diversi modelli che si distinguono in empirici, analitici e numerici.
- Previsione dell'intensità: come già detto, la definizione dell'intensità è un problema di non facile risoluzione per via della sua dipendenza da numerose variabili difficilmente stimabili univocamente. Una volta ottenuti i dati volumetrici, velocità e spessori coinvolti dalla previsione dell'evoluzione, si può procedere ad una stima dell'intensità basandosi sulle conseguenze attese in termini economici e di vite umane, o in termini di velocità e volumi coinvolti oppure sull'energia cinetica dell'evento.

2.3.4 Valutazione degli elementi a rischio

L'identificazione degli elementi a rischio viene effettuata in termini di numero, caratteristiche e valore economico. Gli elementi esposti a rischio sono persone e/o attività. L'analisi può essere effettuata attribuendo un valore ai singoli elementi, per cui il valore è il prodotto tra il costo unitario W ed il numero di unità esposte N (Eq.2-10).

$$E = N \cdot W \tag{2-10}$$

Un altro metodo consiste nel distinguere un'area *S* attribuendole un valore medio w, il valore totale sarà dato dal prodotto tra la superficie esposta ed il costo unitario (Eq.2-11).

$$E = S \cdot w \tag{2-11}$$

In questo modo è possibile ricavare il valore economico della zona. Per gli eventi naturali la stima dell'esposizione dell'elemento a rischio è legata alla mobilità/staticità degli stessi. Ogni unità è esposta al rischio in ogni punto dello spazio in relazione del tempo trascorso in quel sito. Generalmente si fa riferimento a probabilità annue. Nel caso di elementi immobili (ad es. strutture) l'esposizione è 1 (sempre esposto). Se il fenomeno è già avvenuto o è molto lento, è funzione della reazione dell'elemento al pericolo (M. Barbero, 2011).

2.3.5 Valutazione della vulnerabilità

La valutazione della vulnerabilità si può basare su criteri statistici, nel caso di fenomeni ripetibili e frequenti. Per esempio, nel caso di crolli si può stimare su base statistica la probabilità che il distacco di un masso produca un determinato danno su un edificio. La vulnerabilità infatti rappresenta il prodotto tra l'energia rilasciata nell'impatto del blocco sulla struttura esposta e la modalità in cui questa vi si oppone. Il danno costituisce la constatazione delle lesioni o perdite conseguenti il verificarsi di un determinato evento mentre la vulnerabilità esprime una previsione delle lesioni o perdite legate ad un fenomeno futuro. Nel caso di analisi della vulnerabilità per un bene immobile di tipo civile o per attività economiche ad esso associate, questa può essere espressa attraverso la perdita percentuale del valore

economico conseguente al verificarsi del fenomeno franoso. Anche una stima della severità del danno basata sull'impegno economico necessario per il ripristino della situazione precedente al dissesto può essere di difficile definizione, a causa della probabile non riproducibilità delle caratteristiche originarie del bene lesionato. L'elemento diagnostico, pertanto, sembra essere costituito esclusivamente dalla percentuale del bene a rischio perduto o danneggiato. Scale di severità dei danni sugli edifici sono state proposte da Tomlinson et al. (1978) relativamente a problemi di fondazioni, da Alexander (1989), per danni provocati da frane di diversa tipologia, da Ragozin & Tikhvinsky (2000) che collegano la vulnerabilità di edifici rispetto alla profondità delle fondazioni e del piano di scivolamento potenziale (Tabella 2.2).

Profondità delle fondazioni [m]	Profondità della frana [m]	Vulnerabilità	
≤ 2	< 2	1.0	
> 2	< 2	0	
Inferiore alla profondità della frana	2 – 10	1.0	
10 -13	2 – 10	0.5 – 1.0	
> 13	2-10	0-0.5*	
Qualsiasi profondità	>10	1.0**	

Tabella 2.2: valori di vulnerabilità rispetto alla profondità delle fondazioni e del piano di scivolamento (Ragozin & Tikhvinsky, 2000)

Nota: (*) i valori sono superiori a 0 per le frane la cui profondità è superiore a quella delle fondazioni, la velocità di movimento verso l'edificio è superiore a 1 m/s ed il volume maggiore di 100 m³; (**) escluso fondazioni speciali resistenti alle frane considerate.

Una scala di gravità del danno, in termini percentuali del costo dell'edificio, che esprime, quindi, una misura della vulnerabilità è proposto dal DRM (1990). Il grado

del danno è correlato con l'intensità del fenomeno e con le caratteristiche costruttive (Tabella 2.3).

Grado di danno	% del valore della costruzione	Tipo di danno
1	Qualche %	Danni leggeri non strutturali. La stabilità non è pregiudicata.
2	10 - 30	Fessurazione dei muri.
3	50 - 60	Deformazioni importanti. Fessure largamente aperte. Evacuazione necessaria.
4	70 – 90	Cedimento parziale dei pavimenti, brecce nei muri, disarticolazione delle pareti. Evacuazione immediata.
5	100	Distruzione totale: Recupero impossibile.

Tabella 2.3: scala convenzionale della severità dei danni (ispirata alla scala Mercalli) (DRM, 1990)

La stima della vulnerabilità fisica di un elemento esposto, data una certa tipologia di fenomeno, avviene attraverso la constatazione del danno subito da un altro elemento, costituito da analoghe caratteristiche strutturali, sottoposto ad un analogo fenomeno della stessa intensità.

2.3.6 Valutazione del rischio

La stima del rischio, inteso come rischio totale, tiene in considerazione diversi fattori di natura socio-economica e geologico-ambientale che vengono combinati tra loro. Tali elementi non sono spesso di facile individuazione e richiedono il lavoro di diverse professionalità quali geologi, ingegneri, urbanisti, etc. Come abbiamo già visto, il rischio si compone del prodotto tra vulnerabilità, pericolosità ed esposizione, esse possono essere stimate con diversi livelli di accuratezza dipendendo dalle competenze degli operatori e dalle caratteristiche intrinseche della zona a cui ci si riferisce. A volte, l'analisi può essere limitata alla valutazione del danno potenziale o del rischio specifico invece del rischio totale. Risulta adesso

opportuno precisare come il rischio debba essere inoltre differenziato in base al tipo di elemento preso in considerazione, distinguiamo (Canuti e Casagli, 1996):

- Rischio associato alla vita umana: esprime il numero previsto di perdite di vite umane, persone ferite o sfollati per anno, oppure il loro valore in termini economici;
- *Rischio associato a beni immobiliari*: esprime il numero previsto di unità strutturali danneggiate per anno oppure il valore dei danni prodotti;
- *Rischio associato ad attività economiche*: esprime il disagio prodotto sulle attività economiche;
- Rischio associato a beni di pubblico interesse: esprime il valore dei disagi previsti ai servizi e ai beni storico-ambientali.

Tali fattori possono essere quantificati economicamente ed il rischio globale viene definito dalla somma algebrica dei valori monetari associati ad ogni fattore.

2.3.7 Danno potenziale

La stima del *danno potenziale* W_L prende in considerazione il valore degli elementi esposti al rischio e il loro probabile grado di perdita o danneggiamento, i quali risultano essere legati alle caratteristiche proprie di tali elementi e all'intensità dell'evento. L'analisi, di norma, viene realizzata da urbanisti o amministratori in quanto l'elemento che più influenza l'intero processo, non è l'intensità del fenomeno (strettamente connessa con la vulnerabilità) ma bensì le caratteristiche dell'elemento a rischio. L'unità di misura per la stima delle perdite è uguale a quella utilizzata per la valutazione del valore degli elementi a rischio, calcolato riferendosi alle unità o alle aree esposte. Mediante il danno potenziale si ricava il rischio moltiplicando per la pericolosità (che include la probabilità di occorrenza) (Eq.2-12):

$$R(I; E) = W_L(I; E) H(I)$$
 (2-12)

Il progetto PER (DRM,1985,1988,1990) dice che la stima del rischio viene realizzata a partire da una analisi precisa del valore delle perdite potenziale (erroneamente definita come *vulnerabilità*) relativo a fenomeni con una certa

pericolosità ed intensità. In termini economici, il danno potenziale si ottiene dalla seguente espressione (Eq.2-13):

$$W_L = N w V \qquad (2 - 13)$$

dove N è il numero di unità a rischio, w è il costo unitario e V è la vulnerabilità.

2.3.8 Rischio specifico

Il rischio specifico (*RS*) viene definito come il grado di perdita dovuto al verificarsi di un evento di una certa intensità. Tale rischio, rispetto all'elemento esposto e per una certa intensità, si ricava dalla moltiplicazione della pericolosità per la vulnerabilità, esso quindi tiene in conto della probabilità. La differenza principale tra il rischio specifico ed il danno potenziale è che il rischio è strettamente legato all'evento e quindi viene generalmente individuate da figure professionali specializzate nella stabilizzazione dei pendii. Il rischio totale quindi può essere ricavato a partire dal rischio specifico tramite l'espressione (Eq.2-14):

$$R(I; E) = R_S(I; E) W(E)$$
 (2-14)

Nella stima delle conseguenze degli eventi catastrofici, il calcolo del rischio specifico riveste un ruolo molto significativo perché esso trascende dal numero e dal valore delle unità esposte.

2.3.9 Rischio accettabile

L'individuazione di livelli di rischio accettabile diventa assolutamente imprescindibile nella programmazione urbanistica di una determinata zona e per quanto concerne tutte le attività di prevenzione. Le soglie di rischio sono lo strumento con la quale vengono valutate le priorità e programmati gli interventi per la gestione del rischio. Tali limiti vengono definiti a partire dall'obiettivo preposto e dai dati a disposizione. Le analisi possono essere condotte riferendosi al rischio totale, al rischio specifico e al livello di danneggiamento.

2.3.10 Rischio totale accettabile

La stima del rischio totale accettabile è un problema di non facile risoluzione per via della sua diretta dipendenza da fattori come la probabilità di danno e dagli elementi esposti al rischio. Generalmente la definizione del rischio totale riveste un ruolo più significativo rispetto al rischio specifico. Per quanto riguarda il rischio accettabile in termini di vite umane, in molti casi è stato possibile appurare come le persone siano più propense ad accettare eventi di piccola entità con poche vittime che si verificano più frequentemente rispetto a pochi eventi catastrofici con perdite di vite umane ben maggiori. In questo esempio risulta evidente che il numero di elementi esposti (persone) influisce significativamente sui livelli di accettabilità. Per quanto riguarda invece la zonazione del suolo per lo sviluppo urbano, la stima di soglie di rischio totale accettabile diventa più complessa poiché si deve tenere in considerazione la situazione socioeconomica locale. Tale ipotesi fa sì che non si possa fare riferimento alle carte di rischio descrittive delle diverse aree geografiche. Risulta quindi importante definire dei canoni con la quale stimare delle classi di rischio applicabili per le varie zone. Le linee guida da seguire sono state specificate in Francia nel Plan d'Exposition aux Risques) (DRM, 1988) nella quale vengono definite tre classi di rischio:

ZONA ROSSA: area in cui l'urbanizzazione è proibita per via dell'elevata probabilità di occorrenza di eventi con intensità elevate in cui non possono essere realizzate opere di contenimento.

ZONA BLU: area soggetta ad eventi con modesta intensità e probabilità di occorrenza, possono essere previste opere di protezione per le strutture preesistenti alla redazione del Piano; il costo di tali opere non deve eccedere il 10% del valore economico dei beni.

ZONA BIANCA: area non soggetta a particolari eventi calamitosi in cui non sono previste prescrizioni.

2.3.11 Rischio specifico accettabile

Nella stima dei livelli di rischio accettabile, spesso risulta più semplice fare riferimento al rischio specifico piuttosto che al rischio totale. Nel 1969, interpretando dati statistici riferiti a vari incidenti, Starr definì una soglia annuale di rischio specifico pari a RS=10⁻⁶. In seguito, Fell (1994) definì altre due soglie sulla base dell'opinione pubblica, tali soglie annuali risultano essere più alte (RS=10⁻³) per quanto riguarda eventi volontari come incidenti stradali ed infortuni vari. Mentre sono più basse (RS=10⁻⁵) per quanto riguarda l'esposizione a rischi involontari come inondazioni e catastrofi naturali. Se ci si riferisce adesso a pendii naturali in cui la popolazione è al corrente del rischio alla quale è esposta, il grado di accettabilità è abbastanza grande, tanto che risulta essere paragonabile a quello ottenuto nei casi di rischio volontario. Nello stesso anno, Fell individua due soglie di rischio accettabile, una, pari a 10^{-2} per danni ai beni, ed un'altra pari a 10^{-3} per danni alle persone. Se invece si fa riferimento ad opere antropiche come versanti artificiali o a fenomeni di instabilità soggetti ad interventi ingegneristici di messa in sicurezza, il livello accettabile è più assimilabile a quello del rischio involontario pari a 10⁻⁵. Altro aspetto importante da attenzionare è la differenza che intercorre tra il rischio accettabile da un singolo individuo e quello tollerabile dalla popolazione. In particolare, Fell (1994) elaborò una scala che lega il rischio specifico al rischio annuo tenendo in considerazione i possibili danni ai beni, tale strumento, illustrato in tabella, viene utilizzato per l'elaborazione dei dati di una zonazione del rischio (Tabella 2.4).

Rischio specifico	R _s (annuo)
Estremamente elevato	Rs ³ 0.1
Elevato	$0.02 < R_s < 0.1$
Medio	$0.005 < R_s < 0.02$
Basso	$0.001 < R_s < 0.005$
Molto basso	$R_s < 0.001$

Tabella 2.4: rischio specifico associato al rischio annuo (Fell, 1994)

2.3.12 Probabilità di danneggiamento accettabile

Per quanto riguarda la probabilità di rottura accettabile, le soglie ad essa correlate dipendono dalla quantità e dal tipo di elementi a rischio, fattori strettamente legati al concetto di vulnerabilità. Questo fa si che essi vengano visti come termini di rischio accettabile. Risulta inoltre opportuno fare una distinzione tra il rischio accettabile precedentemente discusso e quello in fase di definizione, infatti, quest'ultimo trascende dal fattore tempo. Tramite analisi probabilistica vengono determinati i parametri di rottura i quali vengono in seguito paragonati con le soglie accettabili appena definite. Nell'analisi probabilistica, i dati vengono reperiti considerando la probabilità che il fattore di sicurezza sia minore o al più pari all'unità. La probabilità di rottura così stimata, non deve però essere confusa con la probabilità di occorrenza poichè la stima del fattore di sicurezza dipende da numerose variabili intrinseche al versante di difficile definizione. In letteratura esistono diverse formulazioni per la stima delle soglie di tollerabilità della probabilità di rottura, la CIRIA (Associazione per la Ricerca e l'Informazione delle Costruzioni degli USA) propone delle equazioni legate a diversi ambiti quali sociale, economico e socioeconomico (Canuti e Casagli, 1996).

Tutte e tre le seguenti formulazioni esprimono la probabilità di rottura in termini percentuali, in particolare, nel criterio sociale essa si ricava dal rapporto tra il prodotto di *Ks* (costante legata alla tipologia dell'opera e dal suo utilizzo sociale) e n_d (tempo di servizio del sistema) con nr (quantità di persone esposte al rischio nel tempo n_d) per 1000 (Eq.2-15):

$$P_{(a)s} = K_s \frac{n_d}{1000 \cdot n_r} \tag{2-15}$$

Il secondo criterio è quello economico, in tale approccio la probabilità di rottura è data dal rapporto tra *b* (costante legata al tenore di vita della popolazione) ed il prodotto tra *C* (coeff. che esprime il costo delle conseguenze di una rottura in rapporto al costo iniziale dell'opera) e E_i (costo iniziale in dollari della costruzione) (Eq.2-16):

$$P_{(a)e} = 100 \frac{b}{2,3 \cdot C \cdot E_i}$$
 (2 - 16)

L'ultimo criterio si focalizza sull'aspetto socioeconomico della stima della probabilità di rottura, essa viene definita come il rapporto tra il prodotto di *b* per *Ks* ed il prodotto tra *q* (valore medio in dollari fissato dalle assicurazioni per la vita umana) ed il quadrato di n_d (Eq.2-17):

$$P_{(a)se} = 100 \cdot b \frac{K_s}{2,3 \cdot q \cdot n_d^2}$$
(2-17)

Kirsten e Moss (1985) in seguito a varie analisi empiriche di stabilità dei versanti a rischio instabilità basate su durata di esercizio, uso sociale e sulla minima sorveglianza richiesta, hanno redatto una tabella con parametri e soglie di rischio adattati ai criteri della CIRIA (Tabella 2.5):

Tabella 2.5: criteri per la valutazione della probabilità di rottura accettabile nei pendii in roccia (Kirste	n e
Moss, 1985)	

Cat.	Durata di esercizio	Uso sociale	Min. sorveglianza richiesta	Ks	na (anni)	nr	Pa(s) (%)	Pa(se) (%)
1	PRATICAMENTE ZERO	Accesso vietato	Osservazione continua con strumenti sofisticati	12000	0.4	0.064	75	75
2	ESTREMAM. CORTA (miniere a cielo aperto temporanee)	Accesso fortemente prevenuto	Osservazione continua con strumenti sofisticati	5600	1	0.16	35	5.6
3	MOLTO CORTA (pendii temporanei in miniere a cielo aperto)	Accesso attivamente prevenuto	Osservazione continua con strumenti sofisticati	2400	2.5	0.4	15	0.38
4	CORTA (pendii semi-temporanei in miniere a cielo aperto, cave o lavori civili)	Accesso prevenuto	Osservazione continua con semplice strumentazione	1200	6.25	1.0	7.5	0.018
5	MEDIA (pendii semi-permanenti)	Accesso scoraggiato	Osservazione volutamente superficiale	460	16	2.56	2.5	0.031
6	LUNGA (pendii quasi permanenti)	Accesso permesso	Osservazione occasionale	160	40	6.4	1.0	10 ⁻⁴
7	MOLTO LUNGA (pendii permanenti)	Accesso libero	Nessun controllo	30	100	16	0.19	3 10 ⁻⁶
8	LUNGHISSIMA (sicuro impatto con l'ambiente e minaccia per la vita umana)	Accesso libero	Nessun controllo	6	250	40	0.0038	10.7
9	ESTREMAM. LUNGA (maggior impatto sull'ambiente; seria minaccia per la vita umana)	Accesso libero	Nessun controllo	1	625	100	0.0063	2.6 10 ⁻⁹

2.3.13 Gestione del rischio

Lo United States Geological Survey (USGS, 1977) definisce pericolo geologico qualsiasi processo o evento potenziale che può ledere la salute, la sicurezza ed il benessere o l'equilibrio economico di una popolazione. In un successivo rapporto UNESCO di Varnes (1984) viene definita la pericolosità come probabilità che un evento potenzialmente dannoso si manifesti in un certo intervallo temporale ed in una data zona. Un evento è pericoloso indipendentemente dalla presenza umana o comunque di opere antropiche. Tale definizione però, risentendo della mancanza di un collegamento con le dimensioni e l'intensità del fenomeno, può essere adottata perfettamente per la definizione dei sismi, ma non per i fenomeni di crollo. Manca quindi un fattore con la quale stimare il potere distruttivo dell'evento. Fell (1994) quindi introduce il concetto di magnitudo (intensità) qualificando la pericolosità come prodotto della probabilità di occorrenza per la magnitudo. Canuti & Casagli (1996), a partire dalle specifiche del rapporto UNESCO di Varnes (1984) definiscono la pericolosità in termini di probabilità annua o di tempo di ritorno. Uno studio di pericolosità deve quindi poter prevedere dove il fenomeno si manifesterà, quali saranno le sue dimensioni, la sua velocità e quale sarà il suo tempo di ritorno. In molti casi i modelli definiscono solamente la localizzazione del fenomeno e la sua probabilità di occorrenza, omettendo tempo di ritorno ed intensità. In generale, la pericolosità si compone di tre elementi base (Cardiali et al., 2002):

- La localizzazione spaziale;
- L'intensità o magnitudo;
- La frequenza o ricorrenza temporale.

Questo tipo di valutazione è complessa per due ragioni. Per via della discontinuità spaziale e temporale degli eventi di versante. In secondo luogo, per la difficoltà di riconoscere in modo esatto la causa che ha determinato l'innesco di un determinato fenomeno; quasi sempre infatti nella caduta massi si assiste alla coesistenza di più aspetti intimamente interconnessi, tra fattori di predisposizione e fatti scatenanti. La mitigazione del rischio può essere attuata seguendo varie strade come la riduzione della pericolosità, diminuendo il numero degli elementi a rischio oppure

abbassando la vulnerabilità. Se si vuole invece intervenire sulla pericolosità, bisogna diminuire l'incidenza della caduta massi in una certa area. Per fare ciò si può intervenire sulle cause che generano instabilità, andando a regolamentare l'utilizzo del suolo e migliorando l'assetto idrogeologico della zona di interesse. Un altro modo per ridurre la pericolosità è quello di intervenire sui fenomeni franosi esistenti, per esempio nel caso di caduta massi si può intervenire con strategie come il disgaggio (vengono rimossi i blocchi instabili mediante l'uso di esplosivo o mezzi meccanici) oppure l'installazione di un sistema di drenaggio (atto a ridurre la pressione interstiziale tra i blocchi). Qualora si volesse invece ridurre il numero di elementi a rischio, si usa uno strumento fondamentale come la pianificazione territoriale e legislative intervenendo su vari aspetti come evacuazioni, regolamentazione dell'urbanizzazione in aree a rischio e definizione della destinazione d'uso delle zone instabili. Terza ed ultima strategia per la mitigazione del rischio è quella di ridurre la vulnerabilità, in questo caso si può agire sul grado di danno atteso sugli edifici mediante interventi di consolidazione, installando opere ingegneristiche di protezione attiva e passiva quali reti, rilevati e trincee, implementando sistemi di allerta e di soccorso per la popolazione. Per scegliere al meglio il tipo di strategia da seguire viene fatta una analisi costi, in termini di intervento, e benefici, in termini di riduzione del rischio, stimato come riduzione del costo annuo dei danni provocati dagli eventi franosi.

2.4 Vulnerabilità strutturale

Il concetto di vulnerabilità è legato alle proprietà del fenomeno, nello specifico alla sua intensità, a e quelle dell'elemento esposto. Nei seguenti sviluppi di questo lavoro, la trattazione si focalizzerà sui manufatti edilizi, quindi è necessario precisare che per vulnerabilità dovrà essere intesa quella strutturale o fisica. Questa di fatto si riferisce alle caratteristiche di resistenza e di deformazione dell'elemento in esame, trascurando altri aspetti come quello economico, connessi per esempio ai danni indotti dal fenomeno alle attività economiche. Parlando in termini di vulnerabilità strutturale, un elemento esterno caratterizzato da una robustezza modesta è esposto a un danno atteso significativo (prodotto da un impatto di un blocco in caduta). Il danno e la vulnerabilità sono strettamente legati e, ad ogni

livello di danno corrisponde un conseguente indice di vulnerabilità. Un ruolo di fondamentale importanza è quindi svolto dalle caratteristiche di resistenza dell'edificio, esse infatti ne condizionano la vulnerabilità, la quantità dei danni, i possibili interventi ed i costi di riparazione. Facendo riferimento a manufatti ordinari, è evidente come gli elementi costituenti l'involucro esterno della struttura (tetti, tamponature o aperture) presentino un livello di vulnerabilità superiore rispetto a quelli interni. Questo avviene perchè questi elementi sono più esposti ai possibili impatti. Il seguente lavoro si focalizzerà solo sugli elementi esterni, quindi il dispositivo dissipatore a cui sarà fatto riferimento sarà idoneo solo alla mitigazione della vulnerabilità di questi ultimi. Il tema della vulnerabilità propria delle strutture non sarà studiato in quest'ambito, tuttavia è necessario specificare come quest'ultima sia riducibile in relazione alla robustezza strutturale definita nelle NTC. Essa esprime la capacità di una struttura di resistere ad azioni eccezzionali, come urti e esplosioni, senza però presentare danni sproporzionati all'entità delle azioni stesse (D. M. 2008). Vengono riportati alcuni esempi di danni prodotti da impatti di blocchi su costruzioni di diverso tipo (Figure 2.1-2.2).



Figura 2.1: danno prodotto da un masso su una chiusura in legno, Bardonecchia (ARPA Piemonte, 2010)



Figura 2.2: collasso di un prefabbricato indotto dall'impatto, Bardonecchia (ARPA Piemonte, 2010)

L'entità dei danni prodotti è riconducibile al quantitativo energetico sprigionato al momento dell'impatto, legato alla velocità e alla massa del masso. Di fatto, blocchi con dimensioni significative dell'ordine di qualche metro cubo e velocità elevate, possono essere la causa di danni importanti in riferimento ai paramenti esterni, alla stabilità stessa del manufatto e soprattutto, possono mettere a rischio l'incolumità degli utenti. Per via della rapidità con la quale questa particolare tipologia di fenomeno si manifesta, bisogna tenere in considerazione l'impossibilità da parte degli utenti, di evacuare la struttura prima dell'impatto. Va puntualizzato che non tutti gli eventi di questo tipo presentano una pericolosità così elevata, infatti si presentano delle situazioni in cui l'evento provoca solo danni di modesta entità che non intaccano la funzionalità e la sicurezza dell'edificio, come scalfiture e fessurazioni localizzate (che pregiudicano l'estetica del manufatto). La vulnerabilità è quindi influenzata non solo dai danni indotti sugli elementi componenti delle strutture, ma anche dalla salute fisica dei suoi utenti. Il tema della mitigazione della vulnerabilità è poco trattato in Italia, mentre trova buon esito negli USA e in Australia, paesi attualmente all'avanguardia in quest'ambito. In questi due territori, soggetti a fenomeni potenzialmente catastrofici come tornado e trombe d'aria, sono stati realizzati vari studi legati alla mitigazione della vulnerabilità delle strutture nei confronti di questo tipo di eventi. Sia gli Stati Uniti che l'Australia hanno infatti definito nelle loro rispettive normative delle linee guida riguardanti le caratteristiche di resistenza che gli edifici devono possedere riguardo agli effetti

provocati da questi fenomeni naturali. L'attenzione di questi paesi nei confronti della vulnerabilità strutturale, stimola l'individuazione di nuove tecnologie di protezione in grado di far raggiungere un elevato standard di sicurezza agli utenti. Pur avendo finalità differenti, questo elaborato si inserisce nell'ambito di ricerca appena esposto prendendo ispirazione per lo sviluppo di alcune soluzioni. Alla luce di quanto detto fin ora, sarebbe auspicabile che anche sul territorio italiano, soprattutto nelle zone esposte al rischio di caduta massi, la formulazione di indicazioni più specifiche per l'adeguamento o la progettazione di manufatti ad uso abitativo.

2.5 La mitigazione della vulnerabilità strutturale

Rispetto ad altri fattori che caratterizzano il rischio, il tema della vulnerabilità strutturale di edifici di carattere civile o residenziale non ha trovato il giusto spazio nell'ambito della ricerca, tanto è vero che in letteratura è difficile incontrare riferimenti a tale elemento. Ancora più esigue sono le ricerche legate al miglioramento delle caratteristiche resistenti del perimetro esterno dei manufatti e la mitigazione della sua vulnerabilità. Al fine di porre rimedio a questo problema, nel tempo sono state sviluppate alcune buone pratiche progettuali in base al contesto storico, geografico e sociale. Queste possono essere divise in due macroaree, ovvero, interventi strutturali (rinforzi degli edifici) ed interventi effettuati nelle vicinanze dei fabbricati. Nella prima categoria rientrano:

- *Utilizzo di legnaie*, negli edifici di montagna spesso si trovano dei locali adibiti allo stoccaggio dei blocchi di legno. Questi, se posizionati lato monte, al momento dell'impatto, consentono di dissipare una aliquota dell'energia cinetica che varia con lo spessore del materiale ligneo accumulato (Figura 2.3).



Figura 2.3: esempio di utilizzo di legnaie (Association des ètablissements cantonaux d'assurance incendie, 2005)

Rinforzo delle coperture, viene realizzato creando uno strato di terreno morbido sul tetto del fabbricato. Di norma, questa soluzione viene adottata su coperture inclinate che migliorano l'allontanamento del blocco durante la fase di rotolamento. Questo tipo di rinforzo viene adottato nell'edilizia militare e vari esempi possono essere riscontrati nelle fortificazioni presenti nelle zone alpine (Figura 2.4).



Figura 2.4: esempio di rinforzo delle coperture (Association des ètablissements cantonaux d'assurance incendie, 2005)

Oltre al rinforzo strutturale, la mitigazione della vulnerabilità di qualsiasi edificio esposto a rischio naturale può essere garantita adottando degli elementi di protezione posti in prossimità delle strutture. Queste opere sono particolarmente indicate per edifici esposti dove non è attuabile un rinforzo strutturale, vengono di seguito esposte alcune di esse:

Rilevato di protezione, viene realizzato per garantire la protezione di un piccolo centro abitato rispetto all'impatto di eventi di intensità media. L'altezza di tali elementi non sempre risulta essere sufficiente, quindi bisogna tenere in considerazione una esposizione residua delle abitazioni (Figura 2.5).



Figura 2.5: esempio di rilevato di protezione, Austria (Berinardi et al, 2001)

- *Integrazione delle abitazioni nel terreno*, questo metodo prevede la realizzazione di un terrapieno a salvaguardia della facciata esposta dell'edificio (Figura 2.6).



Figura 2.6: esempio di abitazione integrata nel terreno (Association des ètablissements cantonaux d'assurance incendie, 2005)

Altri accorgimenti che possono essere adottati in fase di progettazione per diminuire la vulnerabilità strutturale ci vengono forniti dall'edilizia residenziale alpina europea:

 Orientamento dell'edificio, nel progetto della struttura, si ottimizza la superficie di impatto posizionando l'edificio e soprattutto gli elementi strutturali, nella configurazione meno gravosa. Infatti, un'area esposta maggiore porta generalmente al verificarsi di danni più ingenti rispetto ad una più piccola (Figura 2.7).



Figura 2.7: esempio di mitigazione della vulnerabilità tramite miglioramento dell'orientamento (Bruzzese, 2019)

- Disposizione delle aperture, come quadro generale, è necessario evitare qualsiasi apertura nei muri orientati nella zona a rischio impatto. Se ciò non è possibile a causa di vincoli architettonici o estetici, le aperture dell'edificio devono essere ridotte in numero e dimensioni. Se necessario, sono disponibili vetri per finestre multistrato appositamente rinforzati, telai per finestre e accessori per proteggere dalla notevole pressione d'impatto.
- *Cuneo di divisione*, viene realizzato sulla parete rivolta a monte ed ha una forma triangolare. Lo spigolo guarda verso l'area di run-out, mentre le due pareti inclinate di un certo angolo, fanno si che l'impatto non avvenga frontalmente e che parte dell'energia e del materiale coinvolti vengano scaricati nelle aree circostanti prive di elementi a rischio. Tale struttura risulta essere efficace solo in presenza di un buon ancoraggio col terreno ed

una sufficiente altezza del cuneo. Normalmente vengono realizzati in calcestruzzo armato (Figura 2.8).



Figura 2.8: esempio di cuneo di divisione (Berinardi et al, 2001)

L'ultima considerazione da fare è quella riferita ai costi. A causa dell'implementazione di tutte queste misure di protezione locali, i costi di realizzazione di edifici protetti risulta essere di gran lunga superiore a quelli di fabbricati non protetti. In Austria, negli ultimi anni, grazie ad incentivi e fondi stanziati dallo stato, si è riusciti a raggiungere dei costi di costruzione paragonabili a quelli dell'edilizia generica. Il governo italiano si sta già muovendo in questa direzione e quindi sarà possibile vedere in futuro prossimo molti interventi di questo tipo sul nostro territorio.

Capitolo 3

Definizione di un sistema innovativo di dissipazione energetica contro la caduta massi

3.1 Dispositivi dissipatori dell'energia cinetica

I problemi di impatto coinvolgono vari ambiti dell'ingegneria (civile, meccanica, navale, ecc.). Sono quindi numerosi i sistemi di dissipazione dell'energia cinetica che nel corso degli anni sono stati sviluppati con riferimento a tematiche molto variegate. Lo scopo di questo tipo di dispositivi è quello di dissipare totalmente o parzialmente l'energia in arrivo in modo tale da ridurre la quantità di energia che dovrebbe altrimenti dissipare la struttura e quindi, ridurne il danneggiamento. Questi sistemi hanno la capacità di resistere ad impatti importanti che implicano grandi quantità di energia. Date le innumerevoli possibili applicazioni di tali dispositivi, gli studi a riguardo sono numerosi e spaziano in più ambiti, da quello meccanico e navale, basti pensare ai crash test, a quello civile. Focalizzandoci sull'ambito civile, i dissipatori, sin dalla loro invenzione, non hanno mai smesso di avere un ruolo centrale nella ricerca. Infatti, ogni anno, vengono sviluppati e proposti sul mercato un gran numero di moderni e sofisticati dispositivi applicabili in diverse situazioni che vanno dalla stabilizzazione dei pendii in roccia (reti paramassi) all'isolamento sismico degli edifici (isolatori elastomerici, isolatori in gomma e piombo, isolatori a frizione, ecc.). Per quanto riguarda la caduta massi, il dimensionamento e le successive verifiche delle strutture atte a mitigare il rischio vengono sviluppate tenendo in considerazione l'intensità del fenomeno (energia) SEL e MEL (Linea Guida ETAG 027, 2008). Vengono quindi confrontate l'energia del masso e la capacità dissipativa dal dispositivo tenendo in considerazione il suo posizionamento sul versante. Allo stesso modo, il dispositivo oggetto di studio, dovendo garantire la protezione della struttura alla quale viene applicato, deve essere in grado di dissipare un quantitativo di energia superiore o al più uguale a quella cinetica dovuta all'impatto del masso con la parete. Il principio fondamentale sulla quale si basa il funzionamento del nostro dispositivo è quello della deformazione plastica del materiale, caratteristica che non può essere sfruttata dagli edifici esistenti in quanto progettati per lavorare con piccole deformazioni elastiche dovute ai carichi d'esercizio. Questo ragionamento viene esteso sia alla parte strutturale che alle tamponature, infatti, queste ultime costituite generalmente di materiale laterizio, sono progettate per resistere al peso proprio e a minime azioni orizzontali regolamentate da normativa (NTC 2018). Le strutture sollecitate da azioni dinamiche, dissipano l'energia di impatto attraverso la deformazione irreversibile dei suoi componenti. Per quanto riguarda invece i dispositivi dissipatori, essi sono progettati per resistere ad urti e sollecitazioni dinamiche di elevata intensità. La dissipazione avviene attraverso una marcata deformazione plastica dei materiali costituenti che devono essere duttili (ad es., leghe di alluminio, acciai a basso contenuto di carbonio, schiume polimeriche, ecc.). I vari dispositivi non possono trascendere comunque da accurate analisi numeriche e sperimentali di laboratorio che tipicamente vengono realizzate inizialmente in campo quasi-statico che consente un controllo maggiore dei processi deformativi e dissipativi. Inoltre, i risultati derivanti da questo tipo di analisi risultano essere paragonabili a quelli dinamici poiché il meccanismo geometrico di collasso assume lo stesso tipo di comportamento. Trascendendo adesso dal campo di applicazione dei dispositivi, una caratteristica comune che può essere identificata è senza dubbio lo spostamento richiesto al dispositivo (δ_{max}). Tale parametro, strettamente connesso con la capacità dissipativa del dispositivo, se rapportato per esempio con l'altezza del sistema nella direzione di applicazione del carico, fornisce una stima del livello di efficienza. Infatti, se il valore ottenuto dal rapporto è inferiore all'unità, significa che il dispositivo è perfettamente in grado di adempiere al suo compito e vi è una totale dissipazione dell'energia immessa, al contrario, se il valore supera il valore unitario, parte dell'energia non viene assorbita e quindi il sistema risulta essere inefficace.

Altro importante aspetto da tenere in considerazione quando si parla dei dispositivi dissipatori è il loro peso, infatti, quest'ultimo deve garantire la massima capacità specifica di assorbimento energetico in termini di energia assorbita per unità di massa. Nell'ultimo ventennio, sono state effettuate molte ricerche sperimentali atte ad individuare nuovi materiali con rapporti peso/energia dissipata via via maggiori. Se invece ci focalizziamo sull'energia cinetica E_C , essa non è altro che il passaggio da energia potenziale (corpo in quiete) a energia di movimento. L'energia cinetica viene definita come energia che possiede un corpo per il movimento; è il lavoro necessario per portare un corpo da una velocità nulla a una velocità v. Essa è data dall'espressione (Eq.3-1):

$$E_{C} = E_{K,trasl} + E_{K,rot} = \frac{1}{2} \cdot m \cdot v^{2} + I \cdot W^{2}$$
 (3-1)

dove:

m = massa [kg];

v = velocità [m/s];

 $E_{K,trasl}$ = energia traslazionale;

 $E_{K,rot}$ = energia rotazionale.

Essa viene quindi espressa in Joule (Eq.3-2):

$$J = kg \cdot \left(\frac{m}{s}\right)^2 \tag{3-2}$$

L'energia cinetica di un corpo in caduta libera, poiché legata alla massa e alla velocità, è pari al lavoro compiuto per bloccarsi.

3.2 Dispositivi dissipatori di tipologia sandwich

3.2.1 Sviluppo e utilizzo dei pannelli sandwich

Un pannello sandwich si compone di due pelli esterne e un'anima interna (Figura 3.1).



Figura 3.1: esempio di pannello sandwich (Plasticom)

Il nucleo centrale del dispositivo, detto core, assolve al compito di dissipare l'energia mediante processi attritivi, deformazioni plastiche, scorrimenti di taglio, ecc.). Il primo a proporre una collaborazione di due facce a una distanza predefinita fu Delau agli inizi del XIX secolo, ma le strutture sandwich fecero la loro comparsa solo durante il secondo conflitto mondiale. Infatti, la inevitabile riduzione delle risorse disponibili dovute alla guerra, costrinse l'Inghilterra a dover sperimentare nuovi tipi di materiali per la creazione delle fusoliere dei bombardieri "Mosquito" unendo due strati di poliestere mediante l'uso di fibre di vetro a nido d'ape (Honeycomb). Successivamente il primo studio riguardo la caratterizzazione dei dispositivi a sandwich assoggettati ad azioni di compressione fu pubblicato da Marguerre (1994). Nel '48 Hoff formulò le equazioni differenziali e le condizioni al contorno per l'inflessione di un pannello compresso basandosi sul principio dei lavori virtuali. Tre anni più tardi Bijlaard indagò come poter migliorare il lavoro del pannello modificando il rapporto tra spessore delle facce e del core. Negli anni successivi al conflitto mondiale furono implementati gli studi dei dispositivi a sandwich per fini militari, ma grazie alle teorie pubblicate da Plantema (1966) e da Allen (1969) questo nuovo tipo di tecnologia cominciò a diffondersi in numerosissimi ambiti commerciali. Al giorno d'oggi, i dispositivi sandwich vengono utilizzati in tantissimi campi quali l'aeronautica, l'ingegneria navale, ferroviaria e dell'autoveicolo. L'uso di questo pannello è così radicato nella nostra società che esempi del suo utilizzo sono ogni giorno sotto i nostri occhi infatti, le fusoliere dei Boeing, i rivestimenti di navi, veicoli, TAV sfruttano questa tecnologia (Figura 3.2).


Figura 3.2: casi di utilizzo dei dispositivi a sandwich: a) il rivestimento di un velivolo; b) lo scafo di un'imbarcazione; c) la carena di un treno; d) il rivestimento di una tavola da snowboard; e) uno sci (Fondaini, 2015)

L'implementazione dei pannelli sandwich nell'edilizia si è sviluppata successivamente rispetto all'ambito meccanico, infatti solo dagli anni 70 vennero utilizzati dispositivi in GFRC (Glass Fiber Reinforced Composites) con core in poliuretano schiumato per il rivestimento di tetti. Dopo varie sperimentazioni, come accaduto in passato, data la versatilità di questo prodotto, esso venne adottato per la creazione di vari tipi di elementi non strutturali (Figura 3.3). Oggigiorno la ricerca nell'ambito di questa tecnologia è volta all'individuazione di materiali sempre più sostenibili in termini di durabilità e performance come il vetro cellulare.



Figura 3.3: implementazione di pannelli sandwich per elementi non strutturali (muri e tetti) (Paletta, 2013)

3.2.2 Elementi costitutivi

Un pannello sandwich è composto da vari elementi sovrapposti, pelli (superiore e inferiore) e core (nucleo interno). La rigidità e la resistenza a flessione vengono garantite dalla presenza delle pelli che si oppongono alle azioni di compressione e trazione dovute al momento flettente (Figura 3.4). Le pelli possono essere costituite da materiali isotropi o da materiali compositi.



Figura 3.4: pannello sandwich soggetto a flessione (Plasticom)

Il core riveste una funzione importantissima per quanto riguarda la rigidezza a flessione poiché esso permette la trasmissione dello sforzo tagliante dal punto di applicazione della forza fino all'appoggio limitando inoltre scorrimenti relativi all'interfaccia. Il core inoltre assorbe gran parte dei carichi in direzione perpendicolare. Le caratteristiche richieste al core sono leggerezza e rigidezza a compressione, la prima serve a garantire che l'elemento non sia eccessivamente pesante, mentre la seconda permette alle facce di rimanere ad una distanza costante durante l'applicazione delle forze. Esistono diversi tipi di core che si differenziano per la propria struttura interna (Figura 3.5):

- Solido: generalmente si usa la balsa, composta da lamine di materiale ligneo sovrapposte, ottenute incidendo a 90 gradi i grani, fino al raggiungimento di una determinata altezza dello strato. Questo tipo di materiale è poco costoso e offre delle ottime caratteristiche meccaniche e malleabilità, si usa generalmente per la realizzazione degli scafi delle navi;
- *Honeycomb (A nido d'ape)*: questa nomenclatura è legata alla geometria, spesso esagonale delle celle alveolari. Purtroppo, la difficoltà di realizzazione ed il costo di tale tecnologia, risulta spesso essere eccessivo

rispetto ai benefici prodotti e quindi il loro utilizzo normalmente viene vincolato ai soli ambiti in cui l'importanza delle performance è superiore a quella economica, ad esempio nelle fusoliere di aerei, shuttle, ecc.

- Corrugati: sono delle lamine il cui materiale costituente è quello delle pelli, essi vengono modellati in maniera particolare per garantire il collegamento e il distanziamento delle lamine poste alle estremità. Il comportamento di questi elementi è ortotropo ed in virtù di ciò vengono utilizzate in quasi tutti i dispositivi dissipativi in quanto rispetto ai pannelli sandwich, che in conseguenza ad un impatto presentano delaminazione, tutti i vari collassi vengono sviluppati interiormente dissipando una grande aliquota di energia.
- Schiume: esse vengono prodotte iniettando gas dentro un materiale in fase liquida, tale procedimento genera all'interno del fluido la creazione di celle. Le schiume vengono realizzate generalmente mediante l'uso di resine termoindurenti, aventi grandi capacità in termini di rigidezza, e di resine termoplastiche, caratterizzate da buona duttilità e tenacità. Le caratteristiche meccaniche normalmente non sono troppo elevate e dipendono dal tipo di materiale costituente e dalla geometria. Viceversa, le schiume offrono delle buone performance in termini di isolamento termico e acustico.



Figura 3.5: tipi di core più diffusi nei dispositivi sandwich (Plasticom)

3.3 Modalità di rottura dei pannelli sandwich

La maniera in cui i pannelli sandwich arrivano a rottura, non è sempre la stessa, infatti il comportamento nei confronti delle deformazioni e dei cedimenti è influenzato dalle sollecitazioni a cui essi sono soggetti e ad alcune peculiarità dei pannelli stessi. Vengono ora illustrati alcuni tipi di rottura possibili a partire da quelli indotti da azioni fuori dal piano:

Rottura per resistenza: si verifica se l'entità del carico è tale da provocare il cedimento degli strati esterni (Figura 3.6).



Figura 3.6: rottura per resistenza (Plasticom)

Rottura per insufficienza di rigidezza: se l'adesivo non lavora nel modo corretto, si può verificare un mutuo movimento tra core e lamina, questo determina una perdita di rigidezza (Figura 3.7).



Figura 3.7: rottura per insufficienza di rigidezza (Plasticom)

Rottura per cedimento locale: l'applicazione di carichi concentrati trasversali rispetto al pannello, genera dei danni ingenti alla struttura (Figura 3.8).



Figura 3.8: rottura per cedimento locale (Plasticom)

Rottura per instabilità del pannello (Column Buckling): la rottura è provocata dai carichi di punta, vi sono due soluzioni, la prima consiste nel ridurre il carico, la seconda è quella di sovradimensionare lo spessore (Figura 3.9).



Figura 3.9: rottura per instabilità del pannello (Plasticom)

Rottura per sollecitazione di taglio deviata (Shear Crimping): il carico genera una distorsione della trave, il taglio che ne scaturisce determina la rottura della struttura (Figura 3.10).



Figura 3.10: rottura per shear crimping (Plasticom)

Rottura per corrugamento (Wrinkling of Facings): il carico è tale da determinare una deformazione plastica della lamina e la rottura del core (Figura 3.11).



Figura 3.11: rottura per corrugamento (Plasticom)

Rottura per instabilità della lamina (Dimpling of Facings): si verifica un mutuo movimento tra lamina e core, le deformazioni sono elevate (Figura 3.12).



Figura 3.12: rottura instabilità della lamina (Plasticom)

3.4 Pannelli sandwich di tipo alveolare (honeycomb)

Come visto in precedenza, un buon rapporto peso/energia dissipata di un dispositivo rende possibile l'impiego di una quantità minore di materiale. In virtù di ciò, soprattutto nell'ultimo decennio sono state condotte numerose ricerche volte a scoprire nuovi materiali come i dispositivi di tipo alveolari o cellulari. Questo tipo di elementi, sono caratterizzati dall'essere molto porosi, quindi leggeri, ma questa loro caratteristica non affetta la loro resistenza e rigidezza al punto che a parità di volume, essi risultano molto più robusti di elementi meno porosi composti dal medesimo materiale (Gibson e Ashby, 1997). Tra le varie tipologie di materiali alveolari porremo la nostra attenzione sui materiali a "nido d'ape" in quanto questi ultimi sono stati scelti per la realizzazione del dispositivo a sandwich oggetto di studio. I materiali alveolari sono costituiti da elementini bidimensionali aventi forme geometriche regolari che si ripetono lungo la continuità dell'elemento. La struttura dell'honeycomb è caratterizzata da celle a nido d'ape, questo permette di ridurre il peso del dispositivo e di poter sopperire alle stesse funzionalità del core. La geometria delle celle è variabile e dipende dalla destinazione d'uso del pannello, generalmente tra le più comuni troviamo:

Forma esagonale: è quella più utilizzata, viene impiegata per cores composti da materiali metallici o compositi (Figura 3.13).



Figura 3.13: honeycomb a celle esagonali (Li e Mu, 1992)

Forma Sovra-Espansa: hanno forma rettangolare atta a indirizzare la curvatura lungo L e a migliorare la rigidezza a taglio lungo W (Figura3.14).



Figura 3.14: honeycomb a forma sovra-espansa lungo W (Li e Mu, 1992)

Flex-core: questa geometria permette una ottima lavorabilità e piegamento dei pannelli (Figura 3.15).



Figura 3.15: honeycomb flex-core (Li e Mu, 1992)

3.4.1 Meccanismi di rottura

Facendo riferimento a celle di forma esagonale, si immagina che esse siano sollecitate lungo il piano XY, in tale piano per via delle sollecitazioni che provocano una curvatura delle pareti, rigidezza e resistenza sono modeste (Figura 3.16). Viceversa, lungo la normale a tale piano, esse assumono dei valori più elevati.



Figura 3.16: configurazione a celle esagonali (Li e Mu, 1992)

A questo punto deve essere effettuata una distinzione, definiamo le proprietà nel piano, processi in cui le celle si plasticizzano e si rompono, e proprietà fuori dal piano, con cui si definiscono le caratteristiche del core. Con questo particolare tipo di geometria, nel piano XY il comportamento sarà isotropico ed individuiamo il modulo elastico longitudinale E e trasversale G. Se la geometria varia e gli spessori non sono tutti uguali i moduli diventano quattro, E_1 , E_2 , G_{12} , v_{12} , e non saranno legati tra loro. La deformazione avviene lungo le pareti in maniera costante se la struttura riceve il carico in direzione X o Y. In particolare, se il carico viene applicato lungo X questo genera l'incurvamento di qualche parete per via del momento M che si viene a creare (Eq.3-3):

$$M = P \cdot l \cdot sen\left(\frac{\vartheta}{2}\right) \tag{3-3}$$

La deformazione invece sarà (Eq.3-4):

$$\delta = \frac{Pl^3}{12} \cdot sen\left(\vartheta\right) E_s I \qquad (3-4)$$

Se invece agisce lungo Y avremo (Eq.3-5, 3-6):

$$M = W \cdot l \cdot \cos\left(\frac{\vartheta}{2}\right) \qquad (3-5)$$
$$\delta = \frac{Wl^3}{12} \cdot \cos(\vartheta) E_s l \qquad (3-6)$$

Gli spostamenti $\delta sen(\vartheta)$ e $\delta cos(\vartheta)$ sono le componenti nelle due direzioni, quindi da questi possiamo calcolare i moduli elastici lungo X e lungo Y. Se carichiamo la struttura lungo una delle due direzioni, la cella esagonale, nei suoi tratti obliqui subirà un carico assiale e tagliante che viene a sommarsi alla flessione le cui deformazioni sono così modeste che per minimi valori del rapporto t/l possono essere non considerati anche se generano l'effetto trave colonna il quale provoca una maggiorazione del momento flettente (Figura 3.17).



Figura 3.17: honeycomb soggetto a carico lungo X e lungo Y (Li e Mu, 1992)

Se invece l'azione sollecitante e di taglio (Figura 3.18):



Figura 3.18: honeycomb soggetto a carico lungo X e lungo Y (Li e Mu, 1992)

In questo caso il modulo Gxy viene stimato a partire dalla curvatura BD e dalla rotazione Φ intorno a B. I momenti applicati AB e BC si ricavano facendo la sommatoria dei momenti intorno a B. La deformazione sarà (Eq.3-7):

$$\gamma = 2U_s h + l \cdot sen(\vartheta) \tag{3-7}$$

La tensione tangenziale (Eq.3-8):

$$\tau = G_{xy}\gamma \tag{3-8}$$

Mentre il modulo (Eq.3-9):

$$G_{xy} = \frac{\tau}{\gamma} \tag{3-9}$$

3.4.2 Rottura plastica

Il collasso plastico nelle strutture a nido d'ape (Figura 3.19) avviene quando il valore del momento plastico viene eguagliato da quello di curvatura. Al raggiungimento della tensione di collasso plastico σ_{pl} , nel grafico sigma-epsilon si avrà un plateau. Se ci si trova in campo elastico, la deformazione sarà omogenea. Al superamento della tensione di collasso, il taglio genera una rottura all'interno della cella, all'esterno invece, l'honeycomb avrà una deformazione uniforme. Se la tensione aumenta, la deformazione comincia a non essere più simmetrica fino al collasso della prima riga che provoca un accostamento delle pareti. Si innesca un fenomeno a cascata e questo si reduce in un'impennata del grafico sforzo-deformazione.



Figura 3.19: schiacciamento della struttura all'aumentare della compressione assiale (Li e Mu, 1992)

3.4.3 Rottura fragile

Questo tipo di rottura si verifica quando la struttura è composta da materiali fragili come la ceramica. La deformazione avviene in maniera graduale se soggetta a compressione, in caso di trazione, la rottura è fragile (Figura 3.20).



Figura 3.20: rottura fragile per compressione e per trazione (Li e Mu, 1992)

3.5 Il dispositivo di dissipazione

Il pannello studiato in questo lavoro di tesi è stato ideato da un gruppo di ricerca del DISEG (Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica). Esso funge da dissipatore dell'energia cinetica dovuta all'impatto di uno o più massi contro la parete esposta. Il dispositivo è composto da un pannello sandwich milti-livello in cui la dissipazione è garantita dallo schiacciamento progressivo dei vari livelli, ottenuto mediante deformazione plastica irreversibile. Si tratta quindi di un

elemento "sacrificabile". Questi pannelli, componibili, usati nel caso in cui gli interventi di protezione del versante risultino non totalmente efficaci, vengono accoppiati l'un l'altro e vincolati al tamponamento esterno dell'edificio (Figura 3.21).



Figura 3.21: schematizzazione della modalità di applicazione del dispositivo (Vallero, 2017)

Ai fini dell'individuazione di un approccio secondo la quale affrontare il problema, sono stati tenuti in considerazione dei requisiti essenziali che il nuovo dispositivo avrebbe dovuto avere per essere competitivo in termini di efficacia e convenienza (Vallero, 2017):

Facilità di applicazione e sostituzione: questa caratteristica è di fondamentale importanza ai fini della diminuzione dei tempi di intervento dovuti all'installazione e all'eventuale sostituzione in caso di danno o degrado del dispositivo. In virtù di ciò il dispositivo è stato pensato non come un unico blocco, ma scomposto in più pannelli modulari apponibili sui paramenti degli edifici esposti a rischio caduta massi. L'indipendenza di tali dispositivi rende possibile l'eventuale sostituzione di uno o più pannelli danneggiati senza dover rimuovere l'intero sistema, con conseguente risparmio in termini di costi. Un'altra peculiarità di questa scelta, consiste nel fatto che l'intero sistema può essere assemblato in situ sia per adattare fabbricati esistenti o per realizzare nuove costruzioni. Ciò comporta una semplificazione legata alla logistica di trasporto in cantiere;

- Costi contenuti: il costo del dispositivo non deve incidere in modo sensibile sull'importo complessivo dei lavori. Per ammortizzare al massimo il costo del pannello si è deciso di adottare materiali facilmente reperibili e con costi modesti come le lastre grecate metalliche (ampiamente utilizzate in ambito edile).
- Durabilità del dispositivo: l'obiettivo è quello di ridurre al minimo il possibile livello di degrado indotto sul dispositivo dagli agenti atmosferici. Quindi, nella scelta del materiale componente delle lastre, si è optato per materiali resistenti alla corrosione come leghe di alluminio, acciai zincati o inossidabili.

3.5.1 Caratteristiche geometriche e meccaniche

Il pannello è composto da uno o più livelli sovrapposti di lastre metalliche grecate di forma trapezoidale che si alternano a lastre piane, tutti gli elementi hanno uno spessore pari a 0,6 mm (Figura 3.22).



Figura 3.22: rappresentazione di un modulo a quattro livelli (Vallero, 2017)

Le lastre lisce, così come quelle grecate, sono realizzate in acciaio zincato e preverniciato (DX51D) ed hanno una forma quadrata di lato 750 mm, nello specifico sono state adottate queste dimensioni per consentire una facile applicazione durante lo studio, ma nell'implementazione effettiva sugli immobili possono essere adottate dimensioni anche maggiori (Figura 3.23).



Figura 3.23: rappresentazione dall'alto e frontale delle lamiere lisce (Sx) e grecate (Dx) (Bruzzese, 2019)

Nel dispositivo oggetto di studio, il core è costituito da una lastra in lamiera grecata. Se il pannello è composto da un solo livello (due lastre lisce ed una grecata), la collocazione del core può essere eseguita secondo un'unica configurazione, al contrario, se il dispositivo si compone di più livelli, l'orientamento delle lamiere grecate può cambiare secondo tre diverse combinazioni, incidendo in maniera significativa sulla risposta del dispositivo rispetto alle sollecitazioni applicate (Figura 3.24).



Figura 3.24: rappresentazione della geometria della cella (Bruzzese, 2019)

Le possibili combinazioni, variabili a seconda della disposizione delle lamiere grecate, sono *Regular Arranged* (RA), *Mirror Arranged* (MA) e *Cross Arranged* (CA) (Figure 3.25-3.27).



Figura 3.25: vista frontale e trasversale della configurazione RA in un pannello a due livelli





Figura 3.26: vista frontale e trasversale della configurazione MA in un pannello a due livelli





Figura 3.27: vista frontale e trasversale della configurazione CA in un pannello a due livelli

A seconda del tipo di configurazione adottata, la rigidezza del dispositivo varia in maniera significativa ed in particolare è massima quando tra uno strato e l'altro le lamiere grecate vengono posizionate ruotate di 90 gradi l'una rispetto a l'altra. Viene riportata di seguito la sequenza delle configurazioni che implicano una rigidezza crescente (Vallero, 2017):

$$RA \to MA \to CA$$

All'aumentare del numero di livelli, la capacità di deformazione plastica e quindi il conseguente assorbimento energetico (EA), aumenta.

3.6 Principio di funzionamento del pannello

Dopo aver trattato le caratteristiche geometriche e meccaniche del dispositivo, bisogna a questo punto dare spazio alla definizione del suo principio di funzionamento. Come spiegato precedentemente, l'intero sistema è stato progettato per essere vincolato al paramento esterno dell'edificio esposto a rischio o inserito all'interno di un'intercapedine studiata per questo compito. Uno schema semplificato dell'applicazione è riportato in Figura 3.28.



Figura 3.28: schema illustrativo del pannello in esercizio (Bruzzese, 2019)

Il core del dispositivo è costituito dalla ripetizione di una cella elementare (di lunghezza L=75 mm) la cui sezione è riportata in Figura 3.29.



Figura 3.29: dettaglio costruttivo della cella trapezoidale (Vallero, 2017)

Passando adesso allo schema statico della cella elementare, essa è collegata alla lastra inferiore tramite dei carrelli, con il quale viene vincolata la traslazione verticale mentre rimangono libere la rotazione e la traslazione in direzione parallela al piano. I due estremi superiori della cella invece sono vincolati con un quadripendolo che vincola la rotazione ma non le traslazioni. In particolare, per il pendolo semplice, il centro di istantanea rotazione giace su una retta perpendicolare al piano e passante per la testa del carrello, mentre nel doppio-doppio pendolo esso si giace sulla retta impropria. L'utilizzo di questo tipo di vincoli vuole è stato introdotto per riprodurre lo schema statico reale delle lamiere grecate componenti il core del dispositivo (Figura 3.30). In realtà, data la continuità della lastra, le celle contigue sono incastrate le une con le altre.



Figura 3.30: schema statico della cella trapezoidale (Vallero, 2017)

Si procede adesso allo studio della modalità di collasso del pannello sandwich. Al momento dell'impatto del blocco di roccia con il dispositivo, esso si deforma dissipandone l'energia cinetica. La deformazione avviene dall'esterno verso l'interno e si propaga nei diversi livelli. A seconda del livello energetico raggiunto al momento della collisione, assimilabile all'applicazione di un carico impulsivo, il dispositivo si deforma parzialmente o totalmente. Andando a studiare più nel dettaglio il processo deformativo, quando il blocco impatta la lastra liscia più esterna, se il materiale supera la sua massima capacità deformativa, la deformazione viene trasferita alla lastra interna, nel nostro caso al core (lastra grecata). Durante la fase deformativa dell'anima, si verifica la creazione delle cerniere plastiche localizzate negli spigoli delle celle elementari. Anche in questo caso, superata la massima capacità deformativa, la deformazione si propaga allo strato successivo. L'analisi che viene proposta di seguito tiene in considerazione una azione che sollecita il dispositivo al punto tale da fargli raggiungere la sua massima capacità deformativa. Per via del suo miglior contributo resistente rispetto alle lamiere lisce, verrà analizzata la lastra grecata d'anima del dispositivo, ed in particolare, data la regolarità e continuità geometrica, una sua cella trapezoidale elementare. L'impatto dinamico subito è visto come un carico distribuito q applicato alle sole pareti orizzontali della cella. Come spiegato precedentemente, studiando gli effetti dell'azione dinamica sulla cella presa singolarmente, è possibile notare come i meccanismi di collasso di quest'ultima siano uguali a quelli di un'azione statica. In virtù di ciò, è stato possibile indagare il meccanismo secondo un'analisi pseudostatica (Figura 3.31).



Figura 3.31: rappresentazione statica della cella elementare soggetta a un carico distribuito q (Vallero, 2017).

Il passaggio da deformazione elastica a deformazione plastica avviene solo quando l'azione del carico dinamico agente sulla cella elementare è abbastanza elevato, tanto da superare il valore critico q_p . Le deformazioni plastiche sono quei meccanismi che si innescano quando ormai il processo deformativo è irreversibile, cioè al momento dello scarico non è più possibile tornare ad una configurazione indeformata. Vengono proposte di seguito le curve σ - ε di materiali aventi diverse densità relative e rapporti h/l. è possibile apprezzare come, pur avendo caratteristiche differenti, le varie curve assumono andamenti molto simili tra di loro.



Figura 3.32: diagramma σ - ε di un dispositivo alveolare (Lu e Yu, 2003)

Come si evince dalla Figura 3.32, riferita ad un generico dispositivo cellulare di tipo alveolare, prima del raggiungimento del valore critico, vi è la presenza di una

fase caratterizzata da un comportamento elastico lineare secondo la quale, ai vari incrementi tensionali corrispondono i medesimi incrementi deformativi. In questa fase, le celle subiscono una deformazione di piccola entità senza quindi che la stabilità strutturale venga intaccata. Successivamente al superamento della tensione critica, si verifica un plateau orizzontale in cui allo stesso valore tensionale corrisponde una deformazione che aumenta nel tempo, questo si riduce in una perdita di resistenza delle celle. Durante questo intervallo, sono possibili tre diverse tipologie di collasso:

Instabilità elastica a carico di punta o svergolamento (elastic buckling): questa criticità ha luogo per modesti valori del rapporto h/l; il sistema quindi, collassa per via del superamento del carico di Eulero, il quale marca il passaggio da un'equilibrio stabile a instabile.

Collasso duttile (plastic collaps): questo meccanismo si presenta per elevati valori del rapporto h/l; il cedimento della struttura è innescato dal superamneto della tensione di snervamento.

Rottura fragile (brittle failure): questo tipo di rottura avviene quando il materiale di cui sono composte le celle della struttura è di tipo fragile.

In questa fase, alcuni punti specifici subiscono una plasticizzazione e si vengono a formare delle cerniere plastiche nei punti A, B, C, D (Figura 3.33).



Figura 3.33: diagramma σ - ε di un dispositivo alveolare (Lu e Yu, 2003)

Con l'obiettivo di realizzare un'analisi del processo di collasso mediante l'utilizzo della teoria delle catene cinematiche, sono state fatte due ipotesi semplificative. La

prima è quella di adimensionalizzare le cerniere plastiche assumendole puntuali, la seconda invece, consiste nel considerare rigide le pareti della cella elementare trapezoidale. Nella stima delle proprietà assorbitive del sistema di dissipazione, il carico critico risulta essere perno portante dell'analisi e quindi risulta doveroso definirlo mediante l'uso del Principio dei Lavori Virtuali (PLV) (Vallero,2017). Tale principio assume che il lavoro virtuale esterno è uguale a quello interno (Eq.3-10).

$$L_{VE} = L_{Vi} \tag{3-10}$$

Il primo termine dell'equazione è dato dal prodotto tra forza concentrata e cedimento (Eq.3-11).

$$L_{VE} = 2 \cdot F \cdot \delta = q_p \cdot c \cdot b \cdot l \cdot \varphi \cdot sin\theta \qquad (3-11)$$

Dove:

 $F = q_p \cdot \frac{c}{2} \cdot b \rightarrow \dot{e}$ il prodotto tra il carico critico e l'area sulla quale \dot{e} applicato; b $\rightarrow \dot{e}$ la lunghezza del core lungo z;

 $\varphi \rightarrow \dot{e}$ la rotazione relativa degli elementi della catena cinematica, il suo valore è quasi nullo e per questo si può assumere che $sin\varphi = \varphi$;

$$\delta = BB' \cdot \sin\theta = l \cdot \sin\varphi \cdot \sin\theta \cong l \cdot \varphi \cdot \sin\theta \rightarrow \dot{e} l'abbassamento.$$



Figura 3.34: rappresentazione dell'abbassamento prodotto dalla forza F (Vallero, 2017)

Il secondo termine dell'equazione precedente è il lavoro virtuale interno. Esso è dato dal prodotto tra rotazione relativa ed il momento plastico che si sviluppa in A, B, C e D (Eq.3-12) (Figura 3.34).

$$L_{Vi} = 4 \cdot M_P \cdot \varphi = b \cdot t^2 \cdot \sigma_v \cdot \varphi \qquad (3-12)$$

Dove:

 $M_P = Z \cdot \sigma_y = \frac{b \cdot t^2}{4} \cdot \sigma_y \rightarrow \dot{e}$ il momento plastico nelle cerniere avente sezione rettangolare;

 $\sigma_y \rightarrow \dot{e}$ la tensione di snervamneto del materiale;

 $t \rightarrow$ è una caratteristica geometrica della sezione;

 $Z \rightarrow \dot{e}$ il modulo plastico di deformazione.

Se adesso sostituiamo le formulazioni appena ricavate nell'uguaglianza tra il lavoro virtuale interno ed il lavoro virtuale esterno, otteniamo (Eq.3-13):

$$\frac{q_p}{\sigma_y} = \frac{t^2}{l \cdot c \cdot \sin\theta} \tag{3-13}$$

Il rapporto fornito nell'equazione sovrastante rappresenta il carico critico adimensionalizzato rispetto alla tensione di snervamento. Il carico critico, come apprezzabile dalle funzioni analitiche risulta essere dipendente dai parametri geometrici della sezione e dalla tensione di snervamento. Se a questo punto volessimo aumentare il valore del carico critico, basterebbe diminuire l'angolo Θ tenendo in considerazione che un abbassamento di questo valore provoca un incremento del parametro geometrico l con conseguente riduzione del rapporto t/l. Importante è tenere a mente che se la diminuzione di tale rapporto supera il valore limite, ciò porterebbe che la struttura passi in campo elastico instabile. Questo passaggio avviene al superamento del carico critico di Eulero, da parte del carico applicato sul lato obliquo della cella elementare. Il carico di Eulero viene così definito (Carpinteri, 1997) (Eq.3-14):

$$P_{cr} = n^2 \cdot \pi^2 \cdot \frac{EI}{l^2} \tag{3-14}$$

Dove:

 $n^2 \rightarrow \dot{e}$ il coefficiente che considera i vincoli e le rispettive rotazioni;

 $E \rightarrow \acute{e}$ il modulo di Young del materiale;

 $I \rightarrow \dot{e}$ il momento di inerzia.

È necessario adesso confrontare il carico critico appena definito analiticamente con quello reale applicato sul lato obliquo. Esso può essere ricavato scomponendo la forza F nelle sue componenti parallele e perpendicolari al tratto obliquo (Figura 3.35).



Figura 3.35: carico assiale agente sul lato obliquo dovuto alla forza F

La componente della forza F parallela all'asse del lato inclinato può essere espressa mediante la seguente formulazione analitica (Eq.3-15):

$$P = F \cdot \cos\theta = q \frac{c}{2} b \cdot \cos\theta \qquad (3-15)$$

Dall'uguaglianza (Eq.3-16):

$$P_{cr} = P \tag{3-16}$$

Si ricava il carico distribuito critico q_{cr} adimensionalizzato con il modulo di Young (E) (Eq.3-17):

$$\frac{q_{cr}}{E} = \left(n^2 \cdot \pi^2 \cdot \frac{l}{l^2}\right) / \left(\frac{c}{2}b \cdot \cos\theta\right) \qquad (3-17)$$

Come si evince dalla formula, vi è una dipendenza diretta di q_{cr} con i parametri geometrici della cella elementare trapezoidale e con il modulo di Young. Il rapporto

l/t gioca un ruolo fondamentale per quanto riguarda la determinazione di quale meccanismo viene innescato, infatti bisogna ricercare il valore del rapporto per la quale il carico critico di Eulero e quello di plasticizzazione risultano essere uguali. Conoscendo entrambi i carichi, il parametro minore viene scelto come dato di referenza. La rottura per svergolamento si verifica quando qc eguaglia il valore critico ed il rapporto tra t e h è più piccolo di quello di snellezza critico. Se invece il carico critico eguaglia q_p , il rapporto t/h è più grande di quello di snellezza critico e la rottura avviene come in fase plastica. Il rapporto di snellezza quindi, non deve scendere al di sotto di quello critico stimato, in modo tale da avere una rottura plastica capace di usare con la massima efficacia le capacità plastico-deformative del dispositivo di dissipazione. Conoscendo il carico agente ed i parametri geometrici della sezione della cella trapezoidale (l, c, t, θ) , e in seguito a una previa schematizzazione semplificata del blocco lapideo, si può adesso procedere con una stima della forza al momento dell'impatto con il dispositivo e ricavare la reazione RF applicata dalla struttura sul sistema dissipativo. Con l'obiettivo di ottenere un'importante semplificazione dello schema, il masso viene studiato mediante l'adozione di una forma geometrica sferica, di diametro pari a d, la cui superficie d'impronta non interessa l'intero pannello sandwich, ma solo una sua parte. Dal punto di vista della dissipazione energetica, questo comporta che non tutte le parti componenti il dispositivo risultano rispondere attivamente al momento dell'impatto. La porzione efficace ai fini della dissipazione attraverso i vari livelli del pannello viene assunta di forma tronco conica con diametro di lunghezza D all'altezza della parete della struttura. (Vallero, 2017). Viene inoltre definito un angolo α di inclinazione delle pareti del volume tronco conico. La stima del valore di quest'angolo, strettamente legato ai parametri meccanici del materiale costituente, in particolar modo con il coefficiente d'attrito, al metodo di connessione dei vari livelli del dispositivo e al processo di applicazione sulla parete, risulta non essere banale. Tra il dispositivo e la parete sottostante, si genera una pressione di collasso (q_p) contraria a quella di collisione. La forza di reazione quindi, può essere stimata come il prodotto tra q_p e l'area netta di base. Quest'area A_n , non include tutta la superficie racchiusa all'interno della superficie di base del

volume tronco-conico, ma solo i segmenti in cui il pannello tocca la parete, ovvero solo i lati della cella trapezoidale paralleli e quest'ultima (Eq.3-18, 3-19).

$$R_F = q_p \cdot A_n \tag{3-18}$$

dove:

 $A_n = b \cdot c$

$$A = b \cdot \left(2 \cdot \frac{c}{2} + 2 \cdot l \cdot \sin\theta + c\right) \tag{3-19}$$

3.6.1 Assemblaggio del dispositivo

Per l'assemblaggio delle varie lamiere in un unico pannello multistrato sono stati utilizzati dei rivetti. Il rivetto è un componente, generalmente in metallo, che viene utilizzato in sostituzione della saldatura quando questa tecnica di giunzione non è utilizzabile (Figura 3.36). L'ancoraggio che si viene a creare è definitivo, e il solo modo di disconnettere due elementi rivettati è quello di rompere il rivetto.



Figura 3.36: sezione di un giunto rivettato (Bruzzese, 2019)

In una giunzione di questo tipo, il rivetto è assoggettato a taglio. Il corpo del rivetto è composto da una testa e da un gambo di forma cilindrica. Per la realizzazione del nostro dispositivo, la messa in opera dei rivetti è avvenuta previa foratura delle lastre. I fori, aventi necessariamente diametro superiore a quello del gambo, sono stati realizzati seguendo un ordine ben preciso in modo tale da non generare mutuo scorrimento delle lastre, eccessive deformazioni ed il sollevamento delle medesime. La foratura è stata effettuata con un trapano secondo un angolo di 90 gradi in corrispondenza della punta. I rivetti utilizzati sono definiti "*a strappo*" presentavano una testa di lunghezza e diametro pari a rispettivamente 10 mm e 4,8 mm con aletta di lunghezza 1,1 mm. Il gambo di questo tipo di elemento è cavo e

in esso vi si trova una spina (Figura 3.37). Per l'installazione dei rivetti è stato utilizzato uno strumento ad aria compressa, il quale, una volta inserito il rivetto, lo deforma alla base rimuovendo la spina applicando trazione. La deformazione del gambo vincola così in maniera definitiva le lamiere.



Figura 3.37: vista dall'alto del posizionamento dei rivetti (Bruzzese, 2019)

Capitolo 4

Modellazione numerica agli elementi finiti delle prove di laboratorio

Nei passaggi precedenti di questo elaborato sono state indagate le differenti metodologie di analisi che possono essere adottate per l'individuazione del rischio da caduta massi. Si è potuto inoltre notare come la stima dei fattori rientranti nella definizione del rischio sia condizione necessaria per la sua valutazione. È stata inoltre posta particolare attenzione alla definizione della vulnerabilità strutturale degli edifici evidenziando come ad oggi, pur esistendo numerosi i riferimenti a tale problematica nella letteratura, esistono poche soluzioni per ridurla. Dai primi capitoli di questo lavoro, emerge quindi l'esigenza di adottare delle soluzioni valide che consentano la mitigazione del rischio attraverso la riduzione della vulnerabilità strutturale. Sono stati esposti alcuni dei sistemi generalmente utilizzati in epoche passate ed in quelle più recenti e sono stati introdotti i principi base di funzionamento ed i requisiti dei dispositivi dissipatori di energia. Da qui nasce l'idea di adottare dei pannelli sandwich, vincolabili tramite rivettatura ai paramenti esterni, in grado di dissipare l'energia cinetica grazie alla loro elevata deformabilità. Dopo aver illustrato come i processi deformativi e dissipativi in campo dinamico siano del tutto paragonabili a quelli ottenuti in campo statico, per lo studio e la caratterizzazione del comportamento di questi dispositivi, sono state eseguite delle prove di compressione in regime pseudo-statico nei laboratori del Dipartimento di Ingegneria, Strutturale, Edile e Geotecnica del Politecnico di Torino. I test pseudostatici garantiscono un migliore controllo e, da evidenze di letteratura, permettono

di valutare i processi deformativi e dissipativi che si raggiungono anche in ambito dinamico. In questo capitolo verrano esposti brevemente i risultati di tali test e successivamente verrà trattata la modellazione numerica dell'attività sperimentale partendo da alcuni cenni teorici, fino alla definizione del modello adottato.

4.1 Stima dell'energia dissipata

L'obiettivo del dispositivo oggetto di studio è quello di dissipare l'energia con la quale il blocco impatta il paramento murario dell'edificio. La stima della capacità dissipativa del pannello può essere affrontata integrando il percorso forza-spostamento F- δ nell'intervallo di spostamenti di interesse. Ciò si può fare con riferimento ai test sperimentali oppure su modelli numerici una volta che questi sono stati tarati e validati partendo dai risultati di laboratorio. La stima dell'energia è perseguibile con prove pseudo-statiche. L'energia dissipata (e quindi assorbita dal dispositivo) si ricava mediante integrazione (Eq.4-1) del prodotto tra forza e spostamento:

$$EA(d) = \int_0^{\delta_{max}} F(x) dx \qquad (4-1)$$

dove:

d: è lo spostamento che si ottiene all'istante di tempo *t* dall'inizio dell'applicazione del carico.

L'integrazione si riferisce ad un intervallo che va da spostamento nullo al massimo spostamento calcolato durante il test δmax . Infatti, attraverso l'equazione 4-1 si ottiene l'area sottesa al grafico F- δ . Come già detto, l'area sottesa è interpretabile come energia dissipata, per cui, per incrementare la capacità dissipativa del dispositivo, si può aumentare la deformazione plastica oppure incrementare la forza. Questo purtroppo non è semplice in quanto bisogna tenere in considerazione che il carico assiale applicato non deve superare uno specifico limite massimo per non compromettere la resistenza per carichi orizzontali del paramento che si vuole salvaguardare. L'andamento della forza F registrata durante il test assume un andamento irregolare con riferimento allo spostamento. Per risolvere l'Eq.4-1 è necessario ricorrere a un metodo di integrazione numerica. In questo lavoro in particolare è stato adottato il metodo dei trapezi. Tale metodo consiste nell'approssimare il valore dell'integrale definito tramite la sommatoria delle aree di una serie di trapezi opportunamente costruita dividendo in sotto intervalli, tutti della stessa ampiezza, l'intervallo di integrazione. In ogni sottointervallo, la funzione f(x) viene sostituita con il segmento congiungente l'estremo inferiore all'estremo superiore del sotto intervallo, ottenendo, così, n trapezi rettangoli di basi $f(x_i)$ e $f(x_i+h)$ e altezza h (Figura 4.1).



Figura 4.1: soluzione con il metodo dei trapezi (Bruzzese, 2019)

La regola del trapezio o di Stevino consente di approssimare il tratto curvilineo del sottointervallo al cateto obliquo lineare del trapezio. Tale approssimazione però può essere adottata solo se la funzione non si discosta molto dalla semplificazione assunta. Ciò si ottiene scegliendo un *b* opportunamente piccolo. Nell'intervallo (x_i , x_i +h), contenente un singolo trapezio, la regola dei trapezi può essere espressa nel seguente modo (Eq.4-2):

$$\int_{x_i}^{x_{i+h}} f(x)dx \approx (x_{i+h} - x_i) \frac{f(x_{i+h}) + f(x_i)}{2}$$
(4-2)

Supponendo di voler integrare la funzione in un intervallo maggiore (a, b), contenente h-1 trapezi, si avrà (Eq.4-3):

$$\int_{a}^{b} f(x)dx \approx \sum_{i=0}^{n=1} (x_{i+h} + x_i) \frac{f(x_{i+h}) + f(x_i)}{2}$$
(4-3)

Tale espressione verrà utilizzata in seguito per la stima dell'energia assorbita del pannello per vari livelli deformativi. Nel caso in esame a = 0 e $b = \delta_{max}$.

4.2 Ipotesi di base e definizione delle prove pseudo statiche

Abbiamo visto come i meccanismi alla base dei fenomeni dissipativi in regime dinamico siano interpretabili mediante analisi pseudo-statiche. Un altro motivo per la quale si è scelto di non effettuare delle prove dinamiche è dovuto al fatto che durante questo tipo di test, non si riesce ad ottenere un livello di controllo deformativo paragonabile a quello delle prove pseudo-statiche in cui il carico viene applicato con una velocità inferiore e in cui l'effetto delle accelerazioni è trascurabile. I dati che vengono ricavati dalle prove, sono necessari per il comportamento deformativo e dissipativo del dispositivo. Poichè l'azione esterna è stata limitata ad una porzione è opportuno parlare di prove di punzonamento (punching). Per effettuare l'analisi si è reso necessario considerare delle assunzioni di base semplificative di carattere fisico, meccanico e geometrico. Il carico impulsivo ad esempio, dato dall'impatto del blocco di roccia (avente una certa velocità) con il pannello sandwich, è stato interpretato come azione di punzonamento pseudo-statica esercitata da un punzone cilindrico in malta cementizia che si muove ortogonalmente al pannello dissipatore con una velocità costante nel tempo. Le altre ipotesi, di carattere geometrico, hanno riguardato l'individuazione del punto di impatto, la definizione della geometria del blocco e la stima della direttrice d'applicazione del carico. Il punto di applicazione del carico è stato assunto coincidente con il baricentro geometrico del pannello. Un altro problema ha riguardato la definizione della geometria del blocco e la sua retta d'azione, a tale scopo, il corpo impattante è stato studiato come un cilindro rigido che impatta ortogonalmente la superficie del pannello secondo un angolo di 90 gradi rispetto a quest'ultima, ciò fa si che possa essere studiata la risposta fuori dal piano. Il processo di applicazione reale del dispositivo, prevede che il pannello sandwich venga fissato al paramento verticale della struttura da salvaguardare mediante dei vincoli. Durante la prova invece, dovendo valutare solo il comportamento e la capacità di deformazione plastica del dispositivo, esso è stato collocato in posizione orizzontale ed in condizione di semplice appoggio (senza considerare i vincoli) rispetto alla traversa mobile del macchinario di prova. È chiaro come le assunzioni appena proposte, riguardo la forma cilindrica del masso ed un punto di impatto esattamente coincidente con il baricentro della lamiera, sono ipotesi semplificative per rendere studiabile, interpretabile e ripetibile l'esperienza di laboratorio e la conseguente interpretazione numerica. Pur riconoscendo il significativo peso di tali ipotesi semplificative riguardo il lavoro di analisi sperimentale, dovendo affrontare una tematica complicata e per certi versi innovativa, si è ritenuto che i risultati ottenuti siano comunque validi per la creazione e la taratura di modelli numerici che si avvicinino in maniera ragionevole ai possibili scenari che possono avere luogo nella realtà.

I vari test sono stati eseguiti utilizzando una pressa Zwick/Roell (capacità massima 500 kN) per prove di compressione in dotazione al laboratorio MASTRLAB del Politecnico di Torino (Figura 4.2). Tale dispositivo, nel caso aplicativo riportato nella seguente tesi, opera in controllo deformativo applicando il carico con una velocità di 1 mm/min. All'atto del contatto tra il punzone e la lastra, è imposto un precarico pari a 200 N, il test prevede inoltre uno spostamento verticale massimo pari al 90% dell'altezza H del pannello, limite oltre il quale si verifica la densificazione. Essendo H la distanza tra l'asse della lastra piana superiore e quella inferiore, per il pannello ad un solo livello questa risulta essere pari a 19,08 millimetri.



Figura 4.2: schema illustrativo della prova di punzonamento (PR141ALR)

La modalità di prova consiste in un avvicinamento del dispositivo, tramite traversina mobile, al punzone fino ad arrivare a contatto ed in seguito, provocare un graduale schiacciamento del pannello indotto dall'aumento del carico applicato. Come già spiegato durante la trattazione delle assunzioni semplificative, il carico, deve essere applicato nel baricentro geometrico della lastra. Focalizzandosi adesso sul punzone, il materiale costituente è una malta cementizia avente una resistenza media a compressione a 28 giorni (Rm,28gg) pari a 49,5 MPa. Nella scelta della malta, si è tenuta in considerazione la necessità di creare un elemento avente una rigidità superiore a quella equivalente del dispositivo in modo tale da non incorrere in rotture indesiderate e ai fini di un possibile riutilizzo per le successive prove sperimentali (Figura 4.3).



Figura 4.3: schema illustrativo (in mm) della geometria del punzone e della cella trapezoidale (Bruzzese,2019)

Come già visto, per la sperimentazione, è stata scelta una geometria cilindrica a base circolare di diametro Φ pari a 150 millimetri ed un'altezza di 100 millimetri. Le dimensioni non sono casuali, ed infatti la misura del diametro corrisponde esattamente al doppio della larghezza della cella trapezoidale della lastra grecata pari a 75 millimetri. Il punzone, di massa pari a 4,108 kg, viene fissato al macchinario di prova attraverso un magnete, avente una forza di attrazione pari a 20 kg. Durante il test di punzonamento, la rugosità del punzone genera lo sviluppo di tensioni tangenziali tra i due corpi posti a contatto. Tenendo a mente questo tipo di problema è stato posizionato sopra la lastra superiore un foglio di teflon di 0,1 mm di spessore. Il teflon è stato usato per evitare che gli spigoli sfregassero e per distribuire meglio i carichi. Alla fine della prova, i dati elaborati dall'apparecchiatura di prova, vengono forniti in formato ".txt". All'interno del file vengono raccolte informazioni riguardo al carico agente prima della prova (precarico), la velocità con la quale è stato eseguito il test (speed test), la forza applicata sul dispositivo in N, la distanza percorsa dalla traversina mobile in mm ed il tempo di prova in secondi. Tutti i dati vengono raccolti da una apposita strumentazione facente parte del macchinario sperimentale.

4.3 Dati di interesse delle prove di punzonamento

La fase di sperimentazione attualmente consta di 14 differenti test svolti nel laboratorio MASTRLAB del Politecnico di Torino su altrettanti campioni aventi diverso numero di livelli, orientamento dei core, metodi di assemblaggio, ecc. Al fine di caratterizzare il comportamento dei pannelli di tipo sandwich, si è deciso dapprima di definire le modalità di plasticizzazione dell'elemento più deformabile del dispositivo, ovvero il core (costituito dalla lastra grecata) (Figura 4.4).



Figura 4.4: prova di punzonamento sulla lastra grecata (core)

Successivamente si è passati alla sperimentazione dei pannelli singoli e multistrato. Ad ogni prova è stato assegnato preventivamente un codice identificativo. In tali codici, per quanto riguarda i pannelli a più livelli, PR sostituisce la parola "prova", la prima cifra è la progressiva dei test condotti, la seconda invece indica il numero di livelli del pannello, il quarto elemento riguarda la configurazione adottata durante il test ed infine la R sta ad indicare che il pannello è stato rivettato. Nel presente elaborato, si farà riferimento solo ai dati relativi ai test eseguiti sulle configurazioni *Regular Arranged* (RA) o anche *Allineato* (AL), *Mirror Arranged* (MA) e *Cross Arranged* (CA). Nello specifico, i risultati di interesse saranno solamente quelli relativi alle curve forza-spostamento (F-δ) e quelli dell'energia assorbita (EA). Vengono di seguito riportati i risultati delle prove effettuate sui campioni PR_4_1_AL_R, PR_6_2_CA_R e PR_5_2_AL_R, si è deciso di analizzare solo queste in quanto le altre prove hanno mostrato, contestualmente alle differenti configurazioni, un comportamento analogo a quello riportato per queste tre prove.

4.3.1 Risultati delle prove sul pannello a un livello (RA)

La prima prova che andiamo ad analizzare è la PR_4_1_AL_R, come già spiegato, dalla nomenclatura si capisce che si tratta di un pannello ad un solo livello secondo la combinazione RA (Figura 4.5).



Figura 4.5: prova di punzonamento su pannello a un livello (PR_4_1_AL_R)

Il tempo di prova è stato fermato a 16,38 min dallo start. A tale istante temporale è stata raggiunta una deformazione del 75,2% corrispondente ad un carico agente pari a 49,96 kN (Tabella 4.1). Il grafico forza-spostamento risultante è caratterizzato da alcuni punti di interesse che sono stati marcati in rosso.

Punto	Spostamento [mm]	Carico assiale [kN]
1	4,48	14,99
2	11,72	13,27
3	16,40	49,96

 $Tabella \ 4.1: punti \ caratteristici \ della \ curva \ forza-spostamento \ (PR_4_1_AL_R)$

Il primo punto, localizzato in corrispondenza del picco di sinistra, delimita la fine del tratto elastico e l'inizio di quello plastico, massimo di forza al termine del tratto elastico (Figura 4.6). Il secondo punto invece, indica il momento in cui la deformazione del core del dispositivo raggiunge il suo valore limite e, di conseguenza, il carico si propaga fino alla lastra inferiore. Il terzo punto è stato individuato nell'istante in cui è stata fatta terminare la prova, esso chiaramente coincide con il massimo carico applicato.



Figura 4.6: Diagramma forza-spostamento F- δ ($PR_4_1_AL_R$).

Andando ad analizzare più nel dettaglio la curva forza-spostamento F-δ, possiamo apprezzare come fino al raggiungimento del primo punto, il comportamento sia elastico ed è proprio in questi istanti che la forza si propaga dalla lastra a contatto con il punzone al core del dispositivo. Data la quasi linearità del tratto in esame è evidente la corrispondenza biunivoca tra il carico assiale e gli spostamenti. Come già illustrato precedentemente, nella lastra d'anima, si nota la formazione delle cerniere plastiche in dei punti specifici, evidenziati in rosso nella Figura 4.7. Il picco in corrispondenza del primo punto, evidenzia appunto l'istante in cui vengono a formarsi le prime cerniere plastiche, per cui si può parlare di forza di prima plasticizzazione.


Figura 4.7: rappresentazione della formazione delle cerniere plastiche del primo ordine (in rosso) (Bruzzese, 2019)

Superato questo picco, nella parte di grafico compresa tra il primo ed il secondo punto, la macchina di prova ha restituito un tratto in cui la forza decresce per poi tornare ad un andamento pressochè in cui i valori tensionali oscillano nell'intorno dei 48,40 kN. Come si può vedere, si innesca un trend che porta a decremento della forza fino al raggiungimento del punto due. Le cerniere si formano anche nella mezzeria dei tratti orizzontali (Figura 4.8). Le rotazioni quindi proseguono fino a quando le mezzerie, ormai completamente plasticizzate, raggiungono i tratti orizzontali inferiori e superiori. Una volta che ciò avviene, vengono esaurite le potenzialità dissipative e il carico ricomincia a crescere. È proprio a partire da questo punto che la deformazione passa finalmente alla lamiera a contatto con la base del macchinario di prova e si verifica un suo incremento fino al termine del test.



Figura 4.8: rappresentazione della formazione delle cerniere plastiche del secondo ordine (in rosso) (Bruzzese,2019)

Passando adesso all'energia assorbita, alla fine della prova è stato rilevato un valore di 295 Joule (Figura 4.9).



Figura 4.9: andamento dell'energia assorbita rispetto all'avanzamento prova (PR_4_1_AL_R)

Vengono riportati nel dettaglio i valori dell'energia raggiunti per varie percentuali dell'avanzamento prova (Tabella 4.2):

AP [%]	EA [J]
0	0
10	13
20	12
20	43
30	74
50	7 -
40	102
50	130
55	145
60	164
00	104
65	201
70	248
75	292

Tabella 4.2:eEnergia assorbita rispetto all'avanzamento prova (PR_4_1_AL_R)

4.3.2 Risultati delle prove sul pannello a due livelli (RA)

La seconda prova, PR_6_2_CA_R, è stata realizzata su un pannello a due livelli disposti secondo la configurazione CA (*Cross Arranged*). Si specifica che la sigla CA è equivalente a TR (Trasversale) (Figura 4.10).



Figura 4.10: prova di punzonamento su pannello a due livelli (PR_6_2_CA_R)

Anche in questo caso, nel diagramma forza-spostamento F- δ , ai fini di una migliore descrizione dell'andamento, sono stati evidenziati cinque punti significativi (Tabella 4.3).

Punto Spostamento [mm]		Carico assiale [kN]
1	7	14
2	14	11
3	19	34
4	26	34
5	38	150

Tabella 4.3: punti caratteristici della curva forza-spostamento (PR_6_2_CA_R)

Il primo punto, coincidente con il picco di sinistra, come visto per la prova precedente, delimita la fine del tratto elastico e l'inizio del tratto plastico. Il valore raggiunto anche in questo caso, si avvicina ai 15kN ed è leggermente inferiore a quello ricavato nel test sul pannello ad un solo livello. Tra il primo ed il secondo punto si assiste ad un modesto decremento del carico assiale. Il secondo punto, localizzato nell'istante temporale in cui lo spostamento supera di poco i 14,5 millimetri e la forza è pari a 11 kN, sta ad indicare il momento in cui la deformazione viene trasmessa alla lastra piatta tra le due lamiere grecate. La deformazione da ora in poi cresce fino al terzo punto, coincidente con un valore del carico pari a 34.16 kN. Tra il terzo ed il quarto punto il core inferiore si deforma, fino al raggiungimento del quarto punto, oltre il quale, la deformazione si propaga alla lamiera a contatto con la base della macchina di prova. In seguito, il carico aumenta fino all'interruzione della prova corrispondente ad una forza di compressione monoassiale pari a 150,13 kN (Figura 4.11).



Figura 4.11: diagramma forza-spostamento F-δ (PR_6_2_CA_R)

L'energia assorbita al termine della prova ha raggiunto il valore di 1341 J (Figura 4.12).



Figura 4.12: andamento dell'energia assorbita rispetto all'avanzamento prova (PR_6_2_CA_R)

Vengono riportati nel dettaglio i valori dell'energia raggiunti per varie percentuali dell'avanzamento prova (Tabella 4.4):

AP [%]	EA [J]
0	0,00
10	10
20	62
30	120
40	180
50	312
60	442
70	624
80	932

4.3.3 Risultati delle prove sul pannello a due livelli (RA)

La terza ed ultima prova (PR_5_2_AL_R) ha riguardato il pannello di tipo sandwich a due livelli con configurazione RA (Figura 4.13).



Figura 4.13: prova di punzonamento su pannello a due livelli (PR_5_2_AL_R)

I punti di interesse caratterizzanti il comportamento del pannello lungo lo sviluppo della curva forza-spostamento in questo caso sono solo due (Tabella 4.5).

Punto	unto Spostamento [mm] Carico assia	
1	29	25
2	37	130

Tabella 4.5: punti caratteristici della curva forza-spostamento (PR_5_2_AL_R)

Questa specifica modalità con cui sono stati sovrapposti i due strati componenti del pannello ha fatto sì che durante la prova, la lastra liscia posizionata tra le due grecate superiore ed inferiore iniziasse a deformarsi per valori della forza modesti. Dallo start, fino al raggiungimento del primo punto, la curva carico assiale-spostamento, evidenzia un tratto in cui la compressione aumenta progressivamente. Durante il suo sviluppo, si nota un repentino abbassamento del valore del carico che viene quasi istantaneamente recuperato, questo particolare evento è da attribuirsi ad un improvviso sollevamento di una parte della lastra liscia a contatto con il punzone (Figura 4.14).



Figura 4.14: improvvisa deformazione della lastra superiore durante la prova (PR_5_2_AL_R)

Superato il primo punto, corrispondente ad un avanzamento prova del 69,6%, il carico cresce fino al raggiungimento del secondo punto, coincidente con la fine del test con un carico assiale di 130,66 kN (Figura 4.15).



Figura 4.15: diagramma forza-spostamento F-δ (PR_5_2_AL_R)

Al termine della prova è stata registrata un'energia assorbita pari a 972 J (Figura 4.16).



Figura 4.16: andamento dell'energia assorbita rispetto all'avanzamento prova (PR_5_2_AL_R)

Vengono riportati nel dettaglio i valori dell'energia raggiunti per varie percentuali dell'avanzamento prova (Tabella 4.6):

Tabella 4.6: energia assorbita rispetto all'avanzamento prova (PR_5_2_AL_R)

AP [%]	EA [J]	
0	0	
10	14	
20	63	
30	130	
40	205	
50	288	
60	386	
70	490	
80	693	

4.4 Generalità sui metodi numerici

Spesso, in ingegneria ci si trova dinanzi a problemi che devono essere risolti tramite un approccio analitico, in quanto non risolvibili in forma chiusa. In queste situazioni si deve ricorrere all'uso di metodi numerici che possono essere lineari o non lineari. Questi, permettono di trovare una soluzione approssimata del problema quanto più vicina a quella esatta. In questi metodi spesso vengono utilizzate equazioni differenziali parziali di complessa risoluzione. Per la risoluzione di queste equazioni, possono essere utilizzate due modalità:

- *Metodo alle differenze finite* (FDM);
- Metodo agli elementi finiti (FEM)

Gli FDM in passato rappresentavano l'unica modalità di risoluzione di sistemi di equazioni differenziali con approccio numerico, mentre i FEM attualmente trovano largo utilizzo nell'ambito dell'ingegneria civile. Entrambi gli approcci (FDM e FEM), prevedono la discretizzazione del problema reale tramite l'uso di un grigliato costituito da una serie di elementi connessi tra di loro con punti nodali (Zienkiewicz e Taylor, 2000).

4.4.1 Il metodo FEM

Il metodo degli elementi finiti si usa quando il corpo in esame può essere discretizzato in un numero finito di elementi aventi una certa forma e dimensione. Al proprio interno, ogni elementino mantiene delle caratteristiche omogenee per tutto il suo sviluppo. La peculiarità del metodo è appunto quella di creare una maglia (mesh) composta da primitive dette elementi finiti. Alcune soluzioni permettono di studiare il comportamento dei materiali in ambito non lineare, facendo delle assunzioni di tipo plastico o visco-plastico. Nel metodo agli elementi finiti, il dominio viene quindi discretizzato in un numero finito di elementi. Questa assunzione ci permette di fare una approssimazione fisica riguardo la continuità degli spostamenti e delle tensioni dentro le aree. Non potendo calcolare le proprietà in ogni punto, il dominio viene diviso in elementi che interagiscono tra di loro nei nodi. In questo modo, le equazioni vengono risolte ai nodi e vengono usate delle altre approssimazioni per definire gli altri valori dentro le aree. Questo tipo di analisi si compone di alcuni step:

- Definizione del dominio: in questa fase viene definita la geometria dell'elemento;
- Discretizzazione dell'elemento (Mesh): il dominio viene discretizzato in un numero finito di elementi. Una corretta discretizzazione consente di ottimizzare il processo, ridurre il tempo di calcolo e semplificare i risultati. La forma e la tipologia degli elementi che possono essere utilizzati varia a seconda del problema che si deve affrontare, dall'assemblaggio di tali elementi si ottiene la mesh;
- Definizione della prima variabile: normalmente questa viene fatta coincidere con lo spostamento;
- Definizione delle equazioni costitutive di ogni singolo elemento: adottando un appropriato principio per la prima variabile, per ricavare le equazioni, bisogna definire le proprietà dei materiali e le equazioni costitutive. Ogni elemento può avere diverse proprietà ed equazioni costitutive, ciò permette di considerare anche le disomogeneità in una regione;
- 5) Combinazione delle equazioni degli elementi per ricavare le equazioni globali: in questa fase, le equazioni dei vari elementi vengono assemblate per ricavare le equazioni globali, fare ciò si usa la matrice di rigidezza. Il primo passo è quello di definire la relazione che intercorre tra forze nodali e spostamenti, facendo riferimento a tutta la mesh (Eq.4-4):

$$\{X\} = [K]\{u\}$$
(4-4)

Successivamente, viene ricavata la matrice di rigidezza globale per ogni singolo elemento e, con il metodo diretto di rigidezza, esse verranno unite nella matrice globale finale;

 Applicazione delle condizioni al contorno: esse vengono introdotte per modificare le equazioni globali. Tipicamente le condizioni al contorno sono cerniere o carrelli;

- Risoluzione delle equazioni globali: vengono ottenuti così gli spostamenti e da questi si ricavano le tensioni e le deformazioni come variabili secondarie;
- Interpretazione dei risultati: vengono stimate le tensioni e le deformazioni e quindi le forze.

4.4.2 Differenze tra FEM e FDM

La differenza principale tra il metodo delle differenze finite ed il metodo degli elementi finiti risiede nel tipo di approccio seguito. Con il FEM bisogna studiare come la prima variabile (spostamento) varia nell'elemento, con il FDM nell'elemento non c'è variazione delle variabili (tensione e spostamento) (Figura 4.17).



Figura 4.17: funzione continua f(x) divisa secondo intervalli di passo Δx (figura modificata, Barla A.A. 2017/18)

Nel FDM data una funzione di infiniti valori, vengono presi in considerazione solo alcuni valori specifici, la derivata (ovvero l'inclinazione), sarà (Eq.4-5):

$$\frac{df}{dx} = \frac{f_2 - f_1}{\Delta x} \tag{4-5}$$

Il FDM si usa per l'approssimazione delle soluzioni di equazioni differenziali alle derivate parziali. Altre differenze tra i due metodi sono:

- La diversa gestione delle geometrie: il FEM risulta particolarmente efficiente nei problemi in cui si ha a che fare con geometrie difficili, al contrario il FDM non è particolarmente indicato per questo tipo di analisi;
- *Semplicità metodologica*: i casi in cui il FEM può essere utilizzato sono molto superiori a quelli in cui si fa riferimento al FDM;

- *Qualità dell'approssimazione*: il FEM risulta essere migliore rispetto al FDM;
- *Combinazione*: nel FEM le matrici degli elementi si combinano nella matrice globale di rigidezza, nel FDM le equazioni vengono rigenerate ad ogni step;
- Soluzione: il FDM vanta un approccio esplicito che è il "time machine method". Le variabili dipendono dal tempo. Siccome lo spostamento (damping) dipende dal tempo nelle equazioni vanno aggiunte la velocità (con lo smorzamento) e l'accelerazione (con la massa).

4.4.3 Approccio implicito ed esplicito

La simulazione di una collisione tra due solidi può essere studiata mediante due approcci, implicito ed esplicito. Questi metodi di calcolo vengono utilizzati in quasi tutti i codici che operano utilizzando il FEM per ricavare una soluzione accettabile in tempi relativamente brevi. Nell'approccio implicito, si fa riferimento ad una analisi step by step nella quale viene adottato uno specifico criterio di convergenza il quale consente di continuare o meno con il computo, qualche volta mediante riduzione dell'incremento temporale, dipendendo dalla raffinatezza dei dati alla fine di ogni step.

Nell'approccio esplicito invece, vengono eliminati i possibili ostacoli legati alla convergenza ad una soluzione finita. Ciò è dovuto all'assenza di un criterio di convergenza e ad un incremento temporale che non può variare durante il computo. È di fondamentale importanza avere piena consapevolezza del problema fisico che si sta studiando per la creazione del modello FEM. Infatti, la scelta del tipo di processo di calcolo utilizzare condiziona in maniera significativa i risultati ed i tempi computazionali. Nel metodo implicito, l'incremento di tempo può essere scelto come costante oppure può essere fatto variare in modo tale da adattarsi alle possibili criticità che si possono verificare durante il computo (*automatic time stepping*).

Allo stesso tempo, l'accostamento tra i diversi corpi si studia mediante elementi di contatto alla quale vengono assegnate delle caratteristiche meccaniche di rigidità e

attrito. In alcuni casi, utilizzando l'approccio implicito, non si riesce ad arrivare a convergenza e si possono affrontare tempi computazionali importanti anche con modelli semplici. Si risente di ciò soprattutto quando si a che fare con lo scontro di elementi composti da materiali con comportamento non lineare. Se nell'integrazione si adotta il Modello di Newmark per l'analisi implicita, con step temporale uguale ad n, l'equazione del moto al tempo n+1 sarà (Eq.4-6):

$$Ma'_{n+1} + Cv'_{n+1} + Kd'_{n+1} = F_{n+1}^{ext}$$
(4-6)

dove:

- M = Matrice delle masse;
- C = Matrice dello smorzamento;
- K = Matrice di rigidezza;
- Fextn+1 = Vettore dei carichi esterni applicati (allo step n+1);
- a'n+1 = stima delle accelerazioni allo step n+1;
- v'n+1 = stima delle velocità allo step n+1;
- d'n+1 = stima degli spostamenti allo step n+1.

Nel metodo esplicito invece, ogni nuovo incremento si basa sui parametri dell'incremento precedente. La riduzione del tempo computazionale è sicuramente il vantaggio più importante del metodo esplicito rispetto all'implicito. Questo si verifica perchè, nonostante gli incrementi temporali siano di gran lunga minori (fino a 2 ordini di grandezza), nei problemi che riguardano impatti o significativi assorbimenti energetici, questi si verificano in lassi temporali di piccola entità. I vantaggi nell'adottare l'algoritmo esplicito rispetto che l'implicito possono essere ridotti a quattro:

- Rapidità computazionale: questo aspetto si accentua maggiormente nei problemi complessi;
- Scomparsa di criticità nella ricerca di una soluzione corretta nel caso di grandi non linearità: nei modelli impliciti, la non linearità porta spesso all'insorgere problemi di non funzionamento del software o tempi computazionali importanti;
- 3) Raffinatezza della soluzione;

4) Facile risoluzione dei problemi: connessi a contatti o impatti.

Alla luce di queste considerazioni, nel presente elaborato, dovendo studiare l'impatto di un masso contro un dispositivo di dissipazione energetica, per l'analisi non lineare si è deciso di adottare il metodo esplicito secondo una analisi dinamica.

4.4.4 Il software Abaqus

Abaqus è un programma sviluppato dalla software house SIMULIA, che usa il FEM, viene utilizzato per simulare e successivamente risolvere problemi che spaziano dal campo lineare al non lineare. Nell'ambito ingegneristico, questo particolare software viene implementato nello studio di problemi meccanici, elettromeccanici e di trasmissione del calore. Il processo con la quale il codice esegue l'analisi si compone di tre passi differenti: pre-elaborazione, elaborazione (calcolo) e post-elaborazione. Tra una fase e l'altra il collegamento avviene tramite dei files (Figura 4.18):



Figura 4.18: successivi step di una analisi agli elementi finiti tramite codice Abaqus

1) Pre-elaborazione

La fase di pre-elaborazione ha come obiettivo la creazione di un modello rappresentativo del problema oggetto di studio e la definizione dei relativi file di input. Per la creazione di tale modello, può essere usato direttamente il codice Abaqus. Il programma è dotato infatti di una interfaccia intuitiva, divisa in diversi menù, uno per ogni step della modellazione, elencati secondo l'ordine progressivo dei passi necessari alla creazione del modello (Figura 4.19).



Figura 4.19: interfaccia di Abaqus/CAE con l'elenco dei successivi moduli (sulla sinistra)

2) Elaborazione

La simulazione, effettuata dal software generalmente in background, é la fase di risoluzione del problema. Alla fine del processo, i dati in uscita possono essere molteplici e vengono precedentemente scelti dall'utente. Tutti i file vengono salvati tramite sistema binario e possono essere utilizzati ai fini di una successiva elaborazione. Il tempo computazionale, variabile tra minuti e giorni, dipende da numerosi fattori quali la difficoltà del problema da studiare e la capacità del calcolatore (Abaqus user's manual).

3) Post-elaborazione

Una volta terminata la fase di elaborazione ed ottenuti i vari risultati richiesti in input, i dati possono essere quindi elaborati mediante altri software oppure visualizzati direttamente su Abaqus. Il codice infatti, offre un buon numero di possibilità di rappresentazione dei risultati, compresi video, animazioni, grafici delle tensioni, andamenti delle deformazioni e grafici X-Y (Abaqus user's manual).

4.5 Modellazione numerica delle prove di laboratorio

4.5.1 Caratterizzazione del materiale costituente: requisiti meccanici

Come spiegato precedentemente, la dissipazione energetica da parte del pannello sandwich avviene attraverso la deformazione plastica dei vari strati che lo compongono. Quindi, nell'individuazione del tipo di materiale che meglio si adattasse a queste caratteristiche, ci si è focalizzati su quei materiali caratterizzati dall'avere un marcato comportamento duttile come gli acciai dolci e le leghe di alluminio. È doveroso adesso proporre una breve trattazione riguardo le peculiarità dei materiali duttili. Quando si parla di comportamento meccanico di un dato materiale, ci si riferisce alla sua capacità di deformarsi in conseguenza all'applicazione di un carico. Esistono due categorie di materiali (Figura 4.20):

- Duttili: sono quei materiali che in seguito all'applicazione del carico, prima di arrivare a rottura presentano un importante comportamento plastico, dipendendo dalle condizioni ambientali. Essi inoltre, presentano una buona capacità di assorbimento energetico.
- *Fragili:* sono quei materiali che in seguito all'applicazione del carico, presentano una rottura improvvisa senza presentare un significativo campo plastico. L'assorbimento energetico risulta quindi essere inferiore rispetto a quello dei materiali duttili.



Figura 4.20: curve tensione-deformazione per due materiali diversi. Comportamento fragile (in blu) e comportamento duttile (in rosso) (Callister, 2000).

Per l'individuazione delle caratteristiche meccaniche, vengono generalmente utilizzate delle prove di laboratorio specifiche per ogni tipo di materiale. In particolare, per la caratterizzazione di materiali fragili, si prediligono delle prove di compressione, mentre per i materiali duttili quelle di trazione. Nei paragrafi successivi, la trattazione si focalizzerà sullo sviluppo delle prove di trazione poichè queste ultime sono state scelte per la caratterizzazione del metallo con cui è stato realizzato il dispositivo oggetto di studio.

4.5.2 Confezionamento dei provini

Per la definizione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio costituente sono state realizzate delle prove di trazione nei laboratori del dipartimento DISEG (Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica). Il primo passo è stato quello di realizzare dei provini secondo le linee guida contenute nella normativa BS EN ISO 6892-1:2016 che regola, oltre al loro dimensionamento e confezionamento, anche il corretto svolgimento delle prove (Figura 4.21).

BS EN ISO 6892-1:2016 BSI Standards Publication Metallic materials — Tensile testing Part 1: Method of test at room temperature (ISO 6892-1:2016)

Figura 4.21: normativa BS EN ISO 6892-1:2016.

La realizzazione delle provette ha implicato un loro preventivo dimensionamento e disegno mediante software AUTOCAD (Figura 4.22).



Figura 4.22: disegno illustrativo del dimensionamento del provino

Mediante l'intaglio di due lamiere quadrate (tipo A e tipo B) in acciaio zincato e preverniciato (DX51D), di lato 1 m e spessore 0,6 mm sono state dapprima ricavate delle bande rettangolari con estremità di lunghezza pari a 1 m e 7 m. L'ordine d'intaglio ha seguito uno schema ben definito in modo tale da ottenere come prodotto finale sei strisce in direzione longitudinale e sei in direzione trasversale (tipo A) e sei strisce trasversali e 8 longitudinali (tipo B). In un secondo momento, per ottenere le provette ad "osso di cane" queste strisce sono state tagliate con una fresa "Emerson" con lama in acciaio diamantato (Figura 4.23).



Figura 4.23: panoramica dei passaggi seguiti per il confezionamento dei provini

4.5.3 Realizzazione delle prove di trazione

Le prove di trazione sono normalmente utilizzate per descrivere il comportamento sforzi-deformazioni di un materiale. Durante l'esecuzione della prova, il campione (dimensionato secondo le direttive di normativa) è assoggettato ad una forza di trazione unidirezionale crescente fino ad arrivare a rottura (Figura 4.24).



Figura 4.24: schema di una prova di trazione (Petrucci)

La macchina, mediante un estensometro ed una cella di carico, si misura la deformazione corrispondente ad una certa aliquota della forza applicata. Il provino, come già visto, presenta una sezione iniziale di area A0, due estremità più robuste dove verranno fissati gli afferraggi e un corpo centrale più sottile in cui viene individuato il tratto utile per la prova L0. Durante l'esecuzione del test, uno degli afferraggi rimane nella sua posizione iniziale, mentre l'altro, fissato ad una traversina mobile, viene fatto allontanare simulando l'applicazione del carico. I dati di forza (F) e allungamento (Δ L) vengono riportati in termini di tensioni (MPa) e deformazioni (adimensionali) attraverso delle formulazioni analitiche (Eq.4-7, 4-8).

$$\sigma = \frac{F_i}{A_0} \qquad (4-7)$$

$$\varepsilon = \frac{L - L_0}{L_0} = \frac{\Delta L}{L_0} \qquad (4-8)$$

Generalmente, per acciai dolci, considerando una prova svolta a temperatura ambiente, la curva σ - ε assume un andamento caratteristico in cui è possibile distinguere dei tratti principali. A modesti valori deformativi, corrisponde un tratto elastico continuo che si interrompe al raggiungimento del punto di snervamento (yeld point). Superata la tensione di snervamento, la curva presenta un tratto

plastico, in cui si manifestano l'incrudimento e la strizione fino ad arrivare a rottura, preceduto da una zona di transizione in cui avviene lo snervamento (Figura 4.25).



Figura 4.25: curva σ - ε per un acciaio dolce (Spagnoli)

Il tratto elastico, in cui le deformazioni misurate sono direttamente proporzionali alle tensioni agenti, può essere studiato attraverso due fattori, il modulo di Young (E) ed il coefficiente di Poisson (v). Il primo, è un parametro di rigidezza che esprime la capacità del materiale a resistere alla deformazione indotta dal carico e viene ricavato dal rapporto tra tensione agente e deformazione subita (Eq.4-9).

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \tag{4-9}$$

Il modulo di Young, conosciuto anche come modulo elastico, viene espresso in MPa. Nello studio del modulo, per una migliore stima dello stesso, possono essere tenuti in considerazione degli accorgimenti. Per esempio, è buona norma calcolare il modulo studiando il rapporto tra le differenze tensionali e deformative di due punti diversi del tratto elastico non troppo vicini tra loro e al punto di snervamento.

Un altro importante parametro costitutivo del tratto elastico è la costante di proporzionalità tra le deformazioni, ovvero il coefficiente di Poisson. Esso si ricava analiticamente tramite un rapporto delle deformazioni assiale e laterale (Eq.4-10).

$$v = -\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon} = -\frac{(d-d_0)/d_0}{\varepsilon} \tag{4-10}$$

Dopo aver definito le due "costanti ingegneristiche" E e v, parametri descrittori del tratto elastico, è bene studiare anche la parte relativa al comportamento plastico. Come si evince dal grafico riportato precedentemente, subito dopo la fase di incrudimento, inizia la strizione. Le tensioni cominciano a diminuire fino ad arrivare alla tensione di rottura, questo si verifica poiché la strizione consiste in una diminuzione dell'area della sezione. Nella realtà il grafico σ - ε non presenta una riduzione delle tensioni, ma queste invece crescono fino ad arrivare a rottura. Questa distinzione è dovuta al fatto che nel grafico sperimentale non si tiene in considerazione la diminuzione dell'area della sezione durante l'avanzamento della prova. Per quanto riguarda le leghe di alluminio, la fase di snervamento non è ben marcata, in questo caso il punto di snervamento viene individuato dall'intersezione tra la curva e una retta parallela al ramo elastico traslata dello 0.2%, al raggiungimento di questo limite, le tensioni e le deformazioni crescono fino alla σ_u (Figura 4.26).



Figura 4.26: curva σ-ε per una lega d'alluminio (Guoxing Lu e Tongxi Yu, 2003)

Data l'elevata difficoltà di lettura delle curve definite durante i test, nella pratica si fa riferimento a dei modelli semplificati (Figura 4.27).



Figura 4.27: curve σ - ε semplificate. Comportamento elastico perfettamente plastico (a sinistra); comportamento elastico con ramo incrudente (a destra) (Lu e Yu, 2003)

L'impiego di un modello semplificato rispetto a un altro dipende dai dati di output delle prove, normalmente si sceglie quello più pertinente. Per quanto riguarda il comportamento elastico perfettamente plastico, il ramo incrudente dopo il valore limite Y rimane costante fino alla rottura, e si trascura. Non è trascurabile invece nel comportamento elastico con ramo incrudente, poiché qui il tratto incrudente presenta un'inclinazione diversa da quella del tratto elastico (E) pari a EP (hardening modulus). Per tali modelli sono state sviluppate delle formulazioni analitiche, in particolare per il primo si ha (Eq.4-11):

$$\sigma = \begin{cases} E \cdot \varepsilon & se \ \varepsilon \le \varepsilon_y \\ Y & se \ \varepsilon_y < \varepsilon < \varepsilon_f \end{cases}$$
(4-11)

Per il modello elastico con ramo incrudente invece (Eq.4-12):

$$\sigma = \begin{cases} E \cdot \varepsilon & se \ \varepsilon \le \varepsilon_y \\ Y + E_P \cdot (\varepsilon - \varepsilon_y) & se \ \varepsilon_y < \varepsilon < \varepsilon_f \end{cases}$$
(4-12)

In questo elaborato, vista la netta importanza della deformazione plastica rispetto a quella elastica, si è deciso di assumere un'altra importante semplificazione ai fini del calcolo, ovvero quella di non tenere in considerazione il tratto elastico della curva. In questo modo, il comportamento dell'acciaio costituente il dispositivo è stato assunto perfettamente rigido in campo elastico. Avendo deciso di eliminare la parte elastica, le curve semplificate illustrate precedentemente variano nel seguente modo (Figura 4.28).



Figura 4.28: curve σ - ε semplificate. Comportamento rigido perfettamente plastico (a sinistra); comportamento rigido con ramo incrudente (a destra) (Lu e Yu, 2003)

Operando in questo modo, si assume che la deformazione non si manifesta fino al raggiungimento della tensione di snervamento Y. Le equazioni precedenti quindi, possono essere riscritte nel seguente modo (Eq.4-13):

$$\begin{cases} \sigma = Y & \forall \varepsilon > 0 \\ 0 \le \sigma \le Y & \varepsilon = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma \le Y & se \varepsilon = 0 \\ \sigma = Y + E_P \varepsilon & se \ 0 < \varepsilon < \varepsilon_f \end{cases}$$
(4-13)

Definiti gli strumenti utili per la nostra analisi e avendo confezionato un buon numero di provini, si è provveduto alla realizzazione delle prove di trazione eseguite utilizzando una macchina W+B (Walter Balag) (Figura 4.29).



Figura 4.29: macchina W+B (a sinistra); disposizione del provino durante la prova (a destra)

In meccanica, viene definita forza di trazione quella forza esercitata su un corpo che, fissato ad un estremo, viene tirato dall'altro estremo. Nelle prove di trazione, al provino viene applicato un carico di trazione crescente secondo una certa velocità d'incremento. Nei provini metallici questo provoca un aumento delle tensioni fino al raggiungimento della tensione limite a rottura, normalmente la rottura viene preceduta da una fase di strizione in cui la sezione del provino si riduce nell'intorno della zona in cui avverrà la rottura. Mediante questa prova sperimentale è possibile ricavare numerosi dati, come la tensione di snervamento, il carico unitario a rottura e l'allungamento percentuale. Le prove di trazione sono delle provino (Figura 4.30).



Figura 4.30: momento della rottura (a sinistra); Provino distrutto (a destra)

Ai fini della caratterizzazione del materiale sono state realizzate tre prove di trazione su altrettanti provini denominati, B.Tr.01, A.Tr.03 e A.Lo.01b. Questi codici identificativi indicano con la prima lettera il tipo de lamiera da cui il provino è stato intagliato (A o B), le sigle Tr e Lo indicano il verso in cui sono state tagliate, rispettivamente trasversale e longitudinale, il codice numerico indica il numero progressivo del campione, mentre l'eventuale lettera finale è stata utilizzare per distinguere due provette provenienti dalla stessa striscia dalla quale è stato possibile ricavare più campioni per via della lunghezza. Durante la prova (svolta in controllo di deformazione), la macchina ha mantenuto la velocità di applicazione del carico

pari a 1mm/min e la rottura è stata indotta nella parte centrale della provetta. I risultati della prova, forza applicata rispetto all'allungamento nei vari istanti temporali, sono stati restituiti dalla macchina in formato ".asc". Durante la realizzazione del test la macchina ha restituito una curva forza-spostamento, successivamente normalizzata per il calcolo del diagramma σ - ε , caratterizzata dall'avere un ispessimento dovuto alla presenza di rumore di fondo la cui causa è rimasta indefinita (Figura 4.31).



Figura 4.31: curva σ - ε restituita durante la prova

Anche dopo una prima elaborazione dei dati, il diagramma continuava a manifestare la stessa problematica, quindi, per la risoluzione di questa inesattezza, si è reso necessario applicare un filtro *exponential smoothing* con coefficiente di smorzamento pari a 0,9. In seguito a questa *pulizia* dei dati, le curve si presentavano più appiattite e prive dell'errore dovuto al rumore. Successivamente è stato realizzato un confronto tra le curve dei vari campioni in modo tale da ottenere una stima del modulo di Young, della tensione di snervamento e della tensione ultima (Figura 4.32).



Figura 4.32: confronto delle curve sperimentali dei provini A.L0.01, A.Tr.03, B.Tr.01 dopo l'exponnential smoothing (N.Bruzzese, 2019)

Per l'individuazione del modulo di Young, la parte elastica, in un range compreso tra 90 e 310 MegaPascal, è stata scomposta in undici diversi segmenti di 20 MPa. Successivamente sono state plottate le tangenti ai diversi intervalli e, una volta calcolato l'angolo di inclinazione di ognuna rispetto all'orizzontale, ne è stata fatta una media per la definizione del modulo elastico. Per quanto riguarda la stima del modulo di Young del provino B.Tr.01 i valori del modulo calcolati in corrispondenza di ogni intervallo si discostavano di pochissimo gli uni dagli altri. Ripetendo la stessa procedura per i provini rimanenti, è stato possibile apprezzare come il modulo continuasse a variare all'interno di un piccolo range di valori, si è pertanto deciso di adottare un modulo elastico pari a 90 GPa. Per quanto riguarda invece la stima della tensione di snervamento, della tensione ultima e delle relative deformazioni, *fy* è stata fatta corrispondere al valore massimo raggiunto con lo snervamento, mentre fu è stata fatta coincidere con la tensione raggiunta al momento della rottura. Di seguito vengono riportati gli altri valori caratteristici individuati (Tabella 4.7).

Provino	f _y [MPa]	ε _y [-]	f _u [MPa]	ε _u [-]
A.L ₀ .01	313.00	0.0025	318.38	0.20
B.Tr.03	352.52	0.0044	338.56	0.26
B.Tr.01	346.04	0.0036	347.25	0.26

Tabella 4.7: caratteristiche meccaniche dei tre diversi provini

In fine, la determinazione del coefficiente di Poisson è avvenuta tramite simulazione numerica, i vari modelli sono stati lanciati con gli stessi parametri meccanici, a parte v. I risultati così ottenuti, mostravano come nei vari modelli l'incidenza del coefficiente di Poisson non fosse così significativa. Quindi si è deciso di adottare un valore che fosse comunque plausibile per il tipo di materiale, in particolare pari a 0.3. Per quanto riguarda la densità, essendo le varie lastre composte dello stesso acciaio (DX51D), anche in questo caso si è fatto riferimento alla letteratura per quanto riguarda gli acciai strutturali. L'ultimo parametro individuato è stato quello della deformazione accumulata in campo plastico ($\varepsilon_{f'}$), ottenuta tramite differenza tra la deformazione ultima e la deformazione di snervamento (Tabella 4.8).

-	
ρ [g/cm ³]	7.85
E [GPa]	90
υ[-]	0.3
f _y [MPa]	346.04
f _u [MPa]	347.25
ε _f ' [-]	0.26

Tabella 4.8: caratteristiche meccaniche dell'acciaio (DX51D)

In questo capitolo è stata fatta una valutazione sull'importanza dell'impiego di dispositivi di dissipazione sui paramenti esterni delle strutture ordinarie partendo dalla trattazione del problema della vulnerabilità strutturale e della sua mitigazione.

Gli edifici normalmente vengono progettati tenendo in considerazione le azioni più comuni a cui essi potrebbero essere soggetti, dando però maggior attenzione ai carichi verticali. Tali strutture, lavorano nell'ambito delle piccole deformazioni e non sono state pensate per resistere ad eventi di una certa entità. Da questa considerazione nasce l'idea della necessità di creare un sistema di assorbimento energetico nei confronti della caduta massi. La dissipazione viene garantita dalla capacità del dispositivo di modificare plasticamente ed in maniera marcata la propria geometria. Tale caratteristica viene garantita dall'adozione di materiali duttili e di una particolare geometria del sistema. Dopo aver definito genericamente cosa si intende per dissipatore energetico e nello specifico l'energia cinetica, sono stati descritti i pannelli sandwich nella loro interezza, studiandone i vari elementi componenti, i principi di funzionamento e le modalità di collasso. Successivamente ci si è focalizzati sulla definizione del dispositivo e dei suoi materiali componenti mediante prove di laboratorio. Nel seguente capitolo invece, verrà definito il concetto di energia assorbita come parametro imprescindibile per la stima della capacità dissipativa del sistema e verranno comparati i risultati ottenuti da alcune prove di schiacciamento nelle diverse configurazioni del pannello sandwich con i risultati ottenuti dalle analisi numeriche.

4.6 Composizione del modello

Mediante l'uso del programma agli elementi finiti Abaqus, si vuole studiare il comportamento di un problema reale tramite la realizzazione di un modello. Tale modello deve contenere quindi una serie di caratteristiche legate al problema fisico da caratterizzare come la sua geometria, componenti, materiali, forze agenti, condizioni al contorno, tipologia di analisi e i dati in output desiderati. In questo paragrafo verranno descritte tutte le successive fasi seguite durante la modellazione. In particolare, i vari modelli sono stati realizzati al fine di validare delle prove sperimentali svolte su pannelli di tipo sandwich a uno e due strati nelle diverse configurazioni RA, MA e CA. I modelli numerici sono stati implementati tenendo in conto delle ipotesi semplificative introdotte nella precedente attività sperimentale di laboratorio. Perchè il carico è stato applicato nel baricentro geometrico del dispositivo, l'intero sistema si può considerare simmetrico. Questa assunzione ha

permesso di dividere in quattro parti uguali il problema da modellare e di considerare solo un quarto dell'intero sistema durante l'analisi numerica al fine di ridurre considerevolmente l'onere computazionale. I dati di output di tale analisi, sono stati successivamente moltiplicati per 4 per poter estendere i risultati all'intero sistema. Da questi ultimi sono state ricavate le curve forza-spostamento e le energie dissipate in modo tale da poter realizzare una validazione della simulazione numerica con dati della fase sperimentale.

4.6.1 Definizione della geometria

La geometria del sistema fisico viene riprodotta in Abaqus mediante la realizzazione di un modello caratterizzato da elementi snelli e nodi. La connessione di tali elementi avviene tramite nodi. La geometria dell'intero sistema è data dalle coordinate dei nodi e dalle loro interconnessioni. La totalità di elementi e nodi definisce la mesh (o griglia). Come spiegato nel capitolo precedente, esistono varie tipologie di elementi che variano per forma e dimensione, la scelta dipende dal tipo di problema da analizzare infatti, l'accuratezza dei risultati è condizionata anche dalla tipologia di elementi adottati durante l'analisi. Generalmente si può dire che tanto più è fitta la mesh, tanto più accurati saranno i risultati. Il tempo computazionale è influenzato dal numero di elementi componenti la mesh, esso tende ad aumentare proporzionalmente con l'addenzamento della mesh. Nel nostro problema, in cui non sussistevano particolari forme geometriche, si è scelto di implementare elementi di forma quadrata (Figura 4.33).



Figura 4.33: rappresentazione del tipo di mesh adottata

La soluzione generata dalla modellazione numerica normalmente approssima quella del problema reale oggetto di studio. La corrispondenza della soluzione numerica con il caso fisico dipende dalla significatività delle assunzioni semplificative adottate nella realizzazione del modello. Nel caso specifico, dovendo modellare una prova di compressione realizzata collocando il dispositivo dissipatore all'interno di una macchina di prova dotata, oltre alle lastre componenti il pannello sono stati modellati la base rigida su cui esso poggiava ed il punzone cilindrico. La modellazione di tali elementi è stata realizzata nel modulo "part" del software. Quest'ultimo, consente di modellare ciascuna componente definendo la geometria direttamente in Abaqus. Le lamiere, aventi uno spessore di 0,6 millimetri sono state modellate mediante l'uso di elementi *Shell*. L'elemento *shell* è usato per modellare delle piastre molto sottili in cui le azioni agiscono in direzione "fuori piano".

Per quanto riguarda invece la modellazione del punzone e della base della macchina, essi sono stati schematizzati come corpi rigidi aventi una rigidezza molto maggiore rispetto al dispositivo che viene modellato come deformabile. Non volendo studiarne il comportamento deformativo, la mesh di questi ultimi elementi risulta avere una densità molto minore rispetto a quella delle componenti del pannello. Una volta che tutte le parti sono state modellate in *part*, esse risultando

indipendenti tra di loro e devono essere raggruppate secondo un sistema di coordinate globali.

L'assemblaggio avviene nel modulo *assembly* con la creazione di *instances*. Al fine di modellare i rivetti utilizzati per l'assemblaggio del sistema fisico, è stato utilizzato lo strumento *fasteners* (Figura 4.34). Sono stati dapprima individuati i punti di applicazione dei rivetti all'interno del modello, in seguito ne sono state definite le caratteristiche quali raggio (2,4 millimetri), area di influenza (con raggio pari a 5 millimetri) e le superfici vincolate.



Figura 4.34: rappresentazione 2D del rivetto (Bruzzese, 2019)

4.6.2 Il materiale e la sezione

Ad ogni componente del modello devono essere assegnate le caratteristiche dei materiali di cui sono composti. Per quanto riguarda la base di appoggio ed il punzone, modellati come corpi rigidi, sono state assegnate delle proprietà di rigidezza infinita. Ai fini di una modellazione quanto più possibile rappresentativa del problema reale, è stato assunto un comportamento non lineare (attraverso il comportamento meccanico del materiale, ottenuto tramite prove di trazione) per la sezione *shell*, mentre la caratterizzazione meccanica dell'acciaio costituente le lamiere del pannello sandwich, è stata affrontata mediante sperimentazione in laboratorio. I risultati ottenuti dai vari test sono stati in seguito confrontati tra di loro e, conseguentemente, si è deciso di considerare le proprietà meccaniche della campione B.Tr.01. Tale scelta è stata giustificata dal fatto che il provino in esame, presentava nei risultati un tratto elastico pressochè inalterato ed una tensione a rottura superiore rispetto a quelle ottenute con le altre prove.

4.6.3 Step dell'analisi

Il modulo step è uno strumento che consente di suddividere l'analisi in vari passi in modo tale da poter definire l'ordine cronologico di applicazione delle forze applicate e le condizioni al contorno. La definizione di tali step è stata imprescindibile ai fini dell'analisi della prova di compressione pseudo-statica.

4.6.4 Step dell'analisi

Il codice parte automaticamente da uno step iniziale a cui poi l'utente sarà in grado di aggiungere tutti i successivi, corrispondenti alle fasi di applicazione dei carichi e delle condizioni al contorno. Nel nostro caso in questo step sono stati aggiunte solo le interazioni tra le superfici del dispositivo e i vincoli in corrispondenza dei tratti in cui il modello è stato discretizzato per la riduzione dei tempi di calcolo.

4.6.5 Step Pre-load

Nello step pre-load (pre-carico), prima dell'applicazione del carico di prova vero e proprio, è stato applicato al pannello un pre carico di 50 kN, corrispondente ad un quarto del carico reale per via della semplificazione del sistema dovuta alla sua simmetria (è stato modellato solo ¼ dell'intero sistema) (Figura 4.35). La forza, definita come carico concentrato nel baricentro geometrico del pannello sandwich, è assunta negativa coerentemente con il sistema di riferimento globale ed assegnata al punzone cilindrico. Il suo tempo di applicazione è stato scelto pari a 0,01 secondi.

<table-cell-rows> Edit Loa</table-cell-rows>	d	\times		
Name: Pr	e-load			
Туре: Со	oncentrated force			
Step: Ste	Step: Step-1-Pre-load (Dynamic, Explicit)			
Region: Pu	nch_sym_D150-1.CoG_sym	_SET 🞝		
CSYS: (G1	obal) 🔓 🙏			
Distribution	: Uniform 🗸	f(x)		
CF1:	0			
CF2:	-50			
CF3:	0			
Amplitude:	(Instantaneous)	Ð		

Figura 4.35: definizione del carico nello step pre-load

4.6.6 Step Test

In questa fase sono state definite le caratteristiche dello schiacciamento. É stato definito un limite massimo della deformazione totale, pari al 90% dell'altezza totale del dispositivo (H). Le varie altezze, gli intervalli temporali di applicazione degli schiacciamenti e le corrispettive deformazioni massime settate nei dati di input dei modelli a uno e due livelli sono riportate di seguito (Tabella 4.9).

Numero di livelli	H [mm]	Schiacciamento [mm]	Tempo [sec]
1	21,8	19,7	0,5
2	42,7	38,4	0,1

Tabella 4.9: schiacciamento massimo per pannelli ad uno e due livelli

I tempi con la quale si manifestano gli schiacciamenti non vengono mantenuti uguali poiché, dipendendo dalla tipologia di pannello (a 1 o 2 strati), il tempo di calcolo risulta crescere in relazione all'altezza totale del dispositivo. Riducendo il numero di intervalli temporali però, si riduce l'accuratezza della soluzione finale. Quindi, nella definizione di tali intervalli, sono stati adottati valori che garantissero un equilibrio tra la precisione dei risultati ed il tempo computazionale.

4.6.7 Condizioni al contorno (Boundary conditions)

Le boundary conditions vengono usate per vincolare parti del modello mediante l'impostazione di spostamenti nulli o diversi da zero. Nelle analisi statiche esse si usano per limitare i movimenti del modello che altrimenti si muoverebbe come un elemento rigido in tutte le direzioni. Abaqus, sin dai primi step, genera automaticamente un sistema di riferimento globale alla quale l'utente può fare riferimento durante la modellazione (X, Y, Z). Ogni elemento, vertice ed vettore può essere così individuato nello spazio rispetto ad una terna in cui ad ogni freccia corrisponde una direzione principale dove U1 rappresenta lo spostamento lungo x, U2 lungo y e U3 lungo z (Figura 4.36).



Figura 4.36: rappresentazione del sistema di riferimento globale

Nella definizione delle condizioni al contorno sono stati adottate varie tipologie di vincolo dipendendo dal tipo di elemento da vincolare e dalla sua localizzazione. Per quanto riguarda il punzone (punch), sono state bloccate tutte le rotazioni e traslazioni, tranne quella lungo y (Figura 4.37). Così facendo, il punzone è in grado di abbassarsi durante l'analisi.

🖨 Edit	Boun	dary Condition	×
Name:	Fix_p	unch	
Туре:	Displacement/Rotation		
Step:	Step-2-Test (Dynamic, Explicit)		
Region:	Pune	h_sym_D150-1.Co	5_sym_SET
CSYS: (Glo	bal)	
Distribut	tion:	Uniform	
☑ U1	:	0	
U2	:		
✓ U3:		0	
✓ UR1:		0	radians
	2:	0	radians
✓ UR3:		0	radians

Figura 4.37: condizioni al contorno del punzone

Successivamente, la lastra rappresentante la base della macchina di prova è stata vincolata con un vincolo di incastro. Questo si discosta dalla realtà, perchè durante il test non è il punzone a muoversi verso la base, ma viceversa. Ai fini di calcolo, questa assunzione fornisce un risultato del tutto equivalente a quello che si sarebbe ottenuto modellando la prova in maniera opposta. I lati del pannello dove la continuità del materiale è stata interrotta per ridurre i tempi di calcolo sono stati vincolati lungo x, con vincoli che non permettono la traslazione in direzione x e le rotazioni in direzione y e z, e lungo z, con vincoli che non permettono la traslazione in direzione in direzione in direzione x e y (Figura 4.38).



Figura 4.38: condizioni di vincolo ai lati del modello

La simulazione indaga il comportamento del pannello sandwich nella condizione di impatto con un grave, per la modellazione quindi, è stata definita un'interazione penalty tra le varie superfici. Attraverso una serie di analisi, si è visto che il coefficiente di attrito v influisce in maniera significativa sulle curve forza-spostamento. Per questo è stato scelto un valore pari a 0,3, il quale garantisce il minimo discostamento delle curve del modello numerico da quelle sperimentali. Il modello realizzato seguendo questi step ha restituito dei risultati abbastanza accurati, tanto da poter realizzare un confronto con quelli ottenuti mediante prove di laboratorio. La validazione di questi dai verrà affrontata nel capitolo 5.
Capitolo 5

Validazione dei modelli numerici delle prove sperimentali

Nel capitolo precedente è stato illustrato l'intero processo esecutivo che porta alla creazione di un modello numerico. In questo capitolo viene affrontata la validazione di tali modelli. Questi ultimi infatti, sono stati realizzati al fine di condurre delle analisi numeriche parallele a quelle sperimentali con l'obiettivo di ottenere dei risultati quanto più vicini possibile a quelli ricavati in laboratorio. Per questo motivo, durante la modellazione, si è cercato di riprodurre in modo fedele il problema reale. Lo scopo dell'analisi numerica è proprio quello di ricavare un modello rappresentativo preciso in maniera tale da poter ridurre il numero di prove sperimentali con conseguente abbattimento dei costi di ricerca, legati all'acquisto dei materiali. Nel capitolo precedente si è visto come, a seguito di una serie di test di laboratorio di punzonamento, sia stato possibile estrapolare le curve forza-spostamento e il corrispondente valore di energia assorbita. In questo capitolo i risultati vengono confrontati con quelli ottenuti dal modello numerico al fine della validazione di questi ultimi. Nel seguito verranno in primo luogo illustrati i risultati della modellazione numerica per i pannelli sandwich ad uno e due livelli e successivamente verrà proposto un loro confronto con i dati sperimentali.

5.1 Risultati della modellazione numerica

5.1.1 Pannello sandwich ad un livello

Nel seguente paragrafo sono riportati i risultati della modellazione riguardanti il pannello sandwich ad un solo livello in configurazione RA (Figura 5.1).



Figura 5.1: pannello ad un livello in configurazione AL modellato su Abaqus

Ricordando che durante la modellazione si è fatto riferimento solo a un quarto dell'intero sistema, i risultati dell'analisi sono stati moltiplicati per quattro prima della loro rappresentazione grafica. Di seguito viene riportata la curva forza-spostamento F- δ ottenuta dalla simulazione numerica (Figura 5.2):



Figura 5.2: grafico F-δ relativo alla configurazione RA a singolo livello

Per il calcolo dell'energia assorbita EA, come spiegato nei capitoli precedenti, è stato utilizzato il *metodo dei Trapezi*. Di seguito viene riportato l'andamento del valore dell'energia assorbita rispetto all'avanzamento della simulazione (Figura 5.3).



Figura 5.3: andamento di EA in funzione di AP per la configurazione a un livello (RA)

Dal grafico è possibile notare come il valore dell'energia dissipata dal dispositivo cresca durante l'avanzamento della prova. Il picco massimo, pari a

379J, si registra in corrispondenza del termine della simulazione, corrispondente al raggiungimento di uno schiacciamento pari al 90% dell'altezza del dispositivo. La dissipazione mggiore è dovuta agli effetti di plasticizzazione come osservato in laboratorio.

5.1.2 Pannelli sandwich a due livelli

Vengono ora riportati i risultati, curve forza-spostamento ed energia dissipata, delle simulazioni numeriche riguardanti i pannelli sandwich a due livelli, rispettivamente secondo le configurazioni RA e CA (Figure 5.4-5.5).



Figura 5.4: modello numerico di pannello a due livelli (RA)



Figura 5.5: grafico F-δ relativo alla configurazione RA a due livelli

Alla fine della simulazione numerica, il valore di picco registrato è stato di 218,8 kN con un abbassamento di 38,5 millimetri. I valori dell'energia assorbita vengono riportati di seguito (Figura 5.6).





Dal grafico è possibile notare come il valore dell'energia dissipata dal dispositivo cresca durante l'avanzamento della prova. Non si nota un cambio di comportamento corrispondente al passaggio dal primo al secondo livello, analogamente a quanto osservato sperimentalmente. Il picco massimo, pari a 898 J, si registra in corrispondenza del termine della simulazione, corrispondente al raggiungimento di uno schiacciamento pari al 90% dell'altezza del dispositivo.

Gli ultimi risultati che vengono proposti sono quelli ricavati dalla modellazione numerica del pannello sandwich a 2 livelli con configurazione CA (Figure 5.7-5.8).



Figura 5.7: modello numerico di pannello a due livelli (CA)



Figura 5.8: grafico F-δ relativo alla configurazione CA a due livelli

Il valore di picco registrato è stato di 217,5 kN con un abbassamento di 38,5 millimetri. Il picco che si manifesta per un valore dello spostamento assiale di poco inferiore ai 35 mm, è dovuto alla resistenza indotta dal core. Superato un certo valore critico, si ha la plasticizzazione ed il conseguente abbassamento della curva. L'area sottesa al picco evidenzia un'altra aliquota di capacità dissipativa. I valori dell'energia assorbita vengono riportati di seguito (Figura 5.9).



Figura 5.9: andamento di EA in funzione di AP per la configurazione a due livelli (CA)

In questa simulazione, l'energia massima assorbita dal dispositivo risulta essere pari a 1853 J.

5.2 Validazione dei modelli

Dall'osservazione dei risultati appena proposti, si nota come il valore dell'energia assorbita dal dispositivo cambi al variare del numero di livelli e in base alla loro disposizione. Al fine della validazione dei vari modelli, vengono proposti di seguito delle comparazioni tra i dati ottenuti dalle prove sperimentali con quelli numerici in termini di carico trasmesso ed energia dissipata.

5.2.1 Confronto in termini di carico trasmesso

Durante la prova PR_4_1_AL_R, sono state studiate le caratteristiche meccaniche e la capacità dissipativa del panello sandwich ad un livello in configurazione AL. Di seguito viene proposto un confronto tra i risultati sperimentali e quelli numerici (Figura 5.10).



Figura 5.10: confronto curve F-δ: in viola vengono riportati i valori relativi alla prova sperimentale PR_4_1_AL_R; in arancione i risultati della simulazione numerica

Si può notare come per bassi valori di deformazione, fino in corrispondenza di circa 12,5 millimetri, il grafico F-δ numerico e sperimentale si sovrappongono con un minimo scartamento. Per deformazioni maggiori, si verificano fenomeni di rottura dei vincoli interni (rivetti del campione sperimentale) per cui i grafici si allontanano.

Passando adesso al confronto tra i dati della prova PR_5_2_AL_R, eseguita su un pannello sandwich a due livelli assemblati secondo la configurazione AL e quelli ottenuti dalla analisi numerica (Figura 5.11).



Figura 5.11: confronto curve F-δ: in viola vengono riportati i valori relativi alla prova sperimentale PR_5_2_AL_R; in arancione i risultati della simulazione numerica

Anche in questo caso si osserva come l'andamento delle due risposte si sovrappone in una fase iniziale, fino al raggiungimento di uno spostamento assiale di circa 30 millimetri. Si manifesta di nuovo un picco in corrispondenza della rottura dei vincoli interni.

Il terzo confronto che andiamo ad analizzare è quello tra i risultati della prova di laboratorio PR_6_2_CA_R su un pannello sandwich a due livelli in configurazione CA e quelli della corrispondente simulazione numerica (Figura 5.12).



Figura 5.12: confronto curve F-δ: in viola vengono riportati i valori relativi alla prova sperimentale PR_6_2_CA_R; in arancione i risultati della simulazione numerica

A parte un breve tratto iniziale compreso tra 1 e circa 7 millimetri, gli andamenti delle due curve sono molto simili. Nell'intorno dei 19 millimetri si verifica uno scostamento dei risultati che tornerano a convergere successivamente a per valori dello spostamento assiale pari a circa 34 e 36 millimetri.

5.2.2 Confronto in termini di energia dissipata

Il confronto nel piano EA-AP è necessario e assume un'importanza notevole con riferimento ai dispositivi dissipatori. Vengono illustrati di seguito i confronti realizzati tra le energie dissipate dai pannelli nelle diverse configurazioni durante l'analisi numerica e le prove sperimentali. Seguendo l'ordine fin ora adottato, vengono riportati i dati della prova PR_4_1_AL_R (Figura 5.13).



Figura 5.13: confronto curve energia assorbita: in viola vengono riportati i valori relativi alla prova sperimentale PR 4 1 AL R; in arancione i risultati della simulazione numerica

Dal grafico si può notare come gli andamenti delle due curve siano simili fino ad un avanzamento della prova pari a circa il 30%. Sin da subito risulta evidente che l'assorbimento energetico ottenuto dalla simulazione sia maggiore di quello reale, successivamente al raggiungimento del 67% dell'avanzamento prova, sia la curva sperimentale che quella numerica rilevano lo stesso assorbimento energetico pari a circa 200 J. Da questo momento in poi la capacità dissipativa della prova di laboratorio supera quella del modello numerico. A fine prova l'energia dissipata nel problema reale e in quello numerico è stata rispettivamente 295 J e 243 J. I dati sperimentali si arrestano in corrispondenza dell'80% di AP per cui si può notare che, nel piano EA-AP, i valori numerici di energia dissipata ben rappresentano i dati sperimentali. Pur avendo a disposizione altri dati provenienti dalla simulazione, non è stato possibile continuare il confronto per via del precoce arresto del test di laboratorio. Per quantificare lo scarto tra i due andamenti, è stato calcolato l'errore ε_{EA} , ottenuto dalla differenza percentuale dell'energia dissipata normalizzata rispetto all'energia assorbita totale registrata alla fine della prova di compressione (Figura 5.14).



Figura 5.14: andamento dello scarto energetico εEA tra i risultati sperimentali della prova $PR_4_1_AL_R$ e quelli numerici

Questo scarto è una misura dell'errore che si effettua approssimando il comportamento sperimentale con il modello numerico opportunamente tarato e validato. Si nota come l'errore ε_{EA} rimanga entro i limiti fissati al 5% fino al raggiungimento di un avanzamento prova di circa il 70%. Superato questo valore, lo scarto tra le due risposte rimane comunque inferiore all'8%. Dato che la differenza tra i risultati ottenuti si mantiene entro dei limiti accettabili, il modello numerico di questa prima analisi si ritiene attendibile e quindi consono a riprodurre la risposta reale del pannello dissipatore.

Proseguendo con il confronto energetico, si analizzerà ora la prova PR_5_2_AL_R (Figura 5.15).



Figura 5.15: confronto curve energia assorbita: in viola vengono riportati i valori relativi alla prova sperimentale PR 5 2 AL R; in arancione i risultati della simulazione numerica

Fino al 10% dell'avanzamento prova, l'assorbimento energetico ottenuto nella simulazione è quasi identico a quello ricavato in fase sperimentale. Dopo questa prima fase, la dissipazione del modello numerico è maggiore rispetto a quella reale. Ad un valore di AP pari a circa 1'80%, la dissipazione è uguale e pari a 677 J, successivamente l'assorbimento reale supera quello teorico. Anche in questo caso è stato stimato e viene di seguito proposto lo scostamento tra i due risultati (Figura 5.16).



Figura 5.16: andamento dello scarto energetico εEA tra i risultati sperimentali della prova $PR_5_2_AL_R$ e quelli numerici

In un primo momento lo scarto si mantiene entro i limiti stabiliti, successivamente si ha un picco in cui i valori massimi dell'errore si aggirano intorno all'8% senza mai superarlo. A circa il 75% dell'avanzamento prova, lo scarto tra i risultati sperimentali e numerici si annula per poi di nuovo aumentare fino ad un picco negativo di nuovo al di sotto dell'8%.

L'ultimo confronto è stato realizzato con i dati della prova sperimentale PR_6_2_CA_R (Figura 5.17).



Figura 5.17: confronto curve energia assorbita: in viola vengono riportati i valori relativi alla prova sperimentale $PR_6_2_CA_R$; in arancione i risultati della simulazione numerica

Dal grafico si può notare come, sin da subito, l'energia dissipata nella simulazione sia maggiore di quella sperimentale. I due andamenti, molto simili tra di loro, divergono in maniera sempre più significativa all'aumentare dell'avanzamento prova. É possibile quindi studiare lo scarto tra le due curve (Figura 5.18).



Figura 5.18: andamento dello scarto energetico ε_{EA} tra i risultati sperimentali della prova PR_6_2_CA_R e quelli numerici

L'andamento dello scarto è crescente poichè la divergenza tar le curve rappresentanti l'energia dissipata aumenta con l'avanzamento della prova. In questo caso l'errore supera sin da subito il limite del 5%, questo fa si che l'affidabilità di tale modello per grandi deformazioni sia inferiore rispetto a quelli visti precedentemente.

5.3 Effetti delle topologie di rivetti sulla modellazione

5.3.1 Tipologie di rivetti

Con l'obiettivo di affinare quanto più possibile i risultati, sono state condotte delle ulteriori analisi numeriche volte all'individuazione delle migliori caratteristiche di vincolo da attribuire ai rivetti (*fasteners*). La scelta di modellare i rivetti è dettata dal fatto che essi sono stati adottati in laboratorio. I rivetti rappresentano i vincoli interni necessari per garantire l'integrità strutturale del dispositivo. Essi rappresentano un elemento importante per definire la rigidezza del pannello, per cui una loro attenta taratura risulta essere necessaria. Si è quindi proceduto alla scelta del miglior tipo di vincolo da assegnare in fase di modellazione numerica. Il codice Abaqus possiede di default diverse tipologie di connettori che variano tra di loro a seconda del tipo di spostamento che viene bloccato:

- Basic types: questi elementi possono essere divisi in due categorie, traslazionali e rotazionali. La tipologia traslazionale influenza i gradi di libertà traslazionali di entrambe le superfici a cui essi sono assegnati e possono influire sui gradi di libertà rotazionali delle stesse. Al contrario, i connettori rotazionali posso influire solo sui gradi di libertà legati alle rotazioni. È possibile utilizzare un singolo tipo di connessione di base (traslazionale o rotazionale) o un tipo traslazionale e uno rotazionale;
- Assembled/complex types: i connettori di tipo assembled sono combinazioni predefinite di tipi di connessione di base, mentre i complex influenzano una serie di gradi di libertà nella connessione e non possono essere combinati con altre tipologie di connessione. Tipicamente vengono utilizzate per modellare delle connessioni estremamente forti;

- *MPC beam*: consentono la modellazione di connettori perfettamente rigidi tra i componenti.

Nel programma i connettori vengono definiti nel modulo delle interazioni. Ogni interazione definisce uno o più elementi di fissaggio. In questa fase, volendo studiare il comportamento dei rivetti, si è deciso di non implementare i connettori MPC beam poichè, al contrario dei connettori deformabili (basic e assembled/complex), non consentono di modellare comportamenti più complessi che includono gli effetti di elasticità, danneggiamento, plasticità e attrito (Figura 5.19).



Figura 5.19: tipologie di connettori disponibili sul codice Abaqus (Abaqus user's manual)

La tipologia di connettore utilizzata in fase di analisi viene definita *point based*, tali collegamenti utilizzano dei punti di posizionamento per creare elementi di fissaggio indipendenti dalla mesh di Abaqus. In altre parole, la posizione del dispositivo di fissaggio può essere indipendente dalla posizione dei nodi sulle superfici da collegare. Un punto di posizionamento può essere un punto di collegamento, un punto di riferimento definito dall'utente o un nodo di una mesh. Il collegamento ad ognuna delle due parti connesse viene distribuito a diversi nodi nelle superfici da collegare nelle vicinanze dei punti di fissaggio ricadenti in un'area definita dal raggio di influenza (Figura 5.20).



Figura 5.20: area di influenza di un elemento connettore(Abaqus user's manual)

I risultati esposti nei paragrafi precedenti erano riferiti ad analisi in cui i connettori sono stati modellati utilizzando la tipologia assembled-beam. Tali elementi, che da adesso in poi verranno definiti *Original*, possono essere considerati come degli incastri. Essi infatti sono dei vincoli rigidi che non consentono le traslazioni e le rotazioni nelle tre direzioni (Figura 5.21).



Figura 5.21: spostamenti vincolati da un connettore assembled-beam

Le analisi che vengono proposte di seguito, sono state condotte modellando la prova PR_4_1_AL_R realizzata sul pannello sandwich ad un livello in configurazione AL utilizzando dei connettori di tipo *assembled* (*CVJoint*) e *basic (axial e join)*. Gli elementi di connessione CVJoint vincolano le traslazioni nelle tre direzioni x, y e z e la rotazione lungo y, sono invece permesse quelle lungo x e z (Figura 5.22).

> Name: ConnSect-CVJoint Type: CV Joint 🤌 Available CORM: None Constrained CORM: U1, U2, U3, UR2

> Figura 5.22: spostamenti vincolati da un connettore assembled-CVJoint

È stato realizzato un confronto con i risultati ricavati dalla prova sperimentale in termini di carico e spostamento assiale (Figura 5.23).



Figura 5.23: confronto delle curve forza-spostamento: in viola i dati della prova sperimentale PR_4_1_AL_R; *in arancione quelli della simulazione numerica con connettore tipo CVJoint*

Dal grafico si vede come nella simulazione numerica venga raggiunto uno spostamento assiale di circa 15 millimetri con un carico trasmesso sensibilmente inferiore rispetto a quello applicato durante la prova sperimentale. Si può osservare come entrambi i grafici presentino un picco che in laboratorio si è verificato in corrispondenza della rottura di alcuni rivetti. Mentre nell'analisi numerica questo corrisponde all'incremento di capacità dissipativa dovuto alla resistenza opposta dal core del pannello.

Il secondo tipo di connettore studiato è stato quello *basic-axial*. Esso fornisce una connessione tra due nodi in cui lo spostamento relativo può avvenire lungo il segmento congiungente i due punti interessati. Viene usato per modellare connessioni fisiche discrete come molle assiali o contatti da nodo a nodo. L'unico spostamento permesso è quello lungo la direzione x mentre vengono lasciate libere tutte le rotazioni (Figura 5.24).

```
Name: ConnSect-Basic
Type: Axial + Rotation 🥠
Available CORM: U1, UR1, UR2, UR3 Constrained CORM: None
```

Figura 5.24: spostamenti vincolati da un connettore basic-axial

Viene proposta di seguito la comparazione dei risultati numerici con quelli sperimentali (Figura 5.25).



Figura 5.25: confronto delle curve forza-spostamento: in viola i dati della prova sperimentale PR_4_1_AL_R; in arancione quelli della simulazione numerica con connettore tipo basic-axial

Anche in questo caso i risultati della simulazione numerica evidenziano un plateau più prolungato rispetto alla curva sperimentale. Da evidenziare è come si sia appiattito il picco che si era manifestato implementando i connettori di tipo assembled-CVJoint.

L'ultima tipologia di connettore studiato è stato quello *basic-join*. Dati due nodi *a* e *b*, la connessione join rende la posizione del nodo b uguale a quella del nodo a. Se i due nodi non sono inizialmente coincidenti, le coordinate cartesiane del nodo b relative al nodo a sono fisse. Se esistono gradi di libertà rotazionali sul nodo a, le direzioni locali ruotano con il nodo. Questo connettore infatti, vincola tutte le traslazioni e permette le rotazioni in direzione x,y e z (Figura 5.26).

Name: ConnSect-Basic Join, rotation Type: Join + Rotation 🥓 Available CORM: UR1, UR2, UR3 Constrained CORM: U1, U2, U3

Figura 5.26: spostamenti vincolati da un connettore basic-join

In fine, è stato realizzato un confronto tra le curve F-δ ottenute da analisi numerica e da test di laboratorio (Figura 5.27).



Figura 5.27: confronto delle curve forza-spostamento: in viola i dati della prova sperimentale PR_4_1_AL_R; in arancione quelli della simulazione numerica con connettore tipo basic-join

Si apprezza come l'andamento della curva forza-spostamento ottenuta tramite modellazione numerica permanga costantemente al di sotto di quella reale. In questo caso non si verifica l'appiattimento del picco come avvenuto in precedenza con il connettore di tipo basic-axial.

In conclusione, per maggiore chiarezza, viene riportato il confronto tra le curve F- δ fin qui ricavate (Figura 5.28)



Figura 5.28: confronto della curva forza-spostamento della prova sperimentale PR_4_1_AL_R con i risultati ottenuti dalle simulazioni numeriche

Da quest'ultimo confronto si può osservare come per tutte le simulazioni numeriche, vengano raggiunti alti livelli di spostamento con carichi minori rispetto a quelli ottenuti dalle prove di laboratorio. In particolare solo nella risposta calcolata con l'implemento dei connettori del tipo basic-axial il picco si appiattisce, mentre le curve relative ai modelli con connettori di tipo CVJoint e basic-join si sovrappongono fedelmente a quella ottenuta con gli elementi di connessione Original. Poichè nessuna di queste soluzioni è risultata essere convincente, si è optato per considerare la connessione di tipo *Original* che prevede il bloccaggio di tutti i movimenti relativi.

5.3.2 Inserimento di un criterio di rottura per i rivetti

Durante la modellazione dei connettori di tipo assembled, Abaqus fornisce la possibilità di definirne il comportamento a rottura. Questo tipo di analisi può essere effettuata in due modi. Il primo, definito *position failure criteria*, consiste nello scegliere un range di valori entro la quale può avvenire la rottura del connettore introducendo in input un limite superiore ed uno inferiore. L'altro metodo (*force/moment failure criteria*), il cui procedimento è analogo a quello appena esposto, si basa sulla definizione dei massimi spostamenti relativi ammessi per i due punti estremi del rivetto considerato. Le analisi sono state condotte utilizzando

entrambi i metodi di cui vengono di seguito riportati i risultati trovati a cominciare dal position failure criteria (Figure 5.29-5.30).

Behavior Options	
Failure	+
Integration	
	×
Failure	
Components: 🗹 U1 🗌 U2 🗹 U3 🗌 UR1 🔲 UR2 🗌 UR3	
Release: All	
Position Failure Criteria	
Lower bound: 5	
Upper bound: 5.5	

Figura 5.29: dati di input del position failure criteria



Figura 5.30: confronto delle curve forza-spostamento: in viola i dati della prova sperimentale PR_4_1_AL_R; in arancione quelli della simulazione numerica con connettore Original e position failure criteria

Introducendo questo criterio ai connetori di tipo assembled-beam si ottiene una curva F- δ che assume lo stesso andamento ricavato con lo studio dei connettori di tipo basic-axial, nella quale si ha un appiattimento del picco che si registrava subito dopo la fase di plateau. Di seguito vengono proposti i risultati ottenuto adottando il force/moment failure criteria (Figure 5.31-5.32).

Behavior Options	
Failure	+
Integration	<u>چ</u>
Failure	
Components: 🗹 U1 🗌 U2 🗹 U3 🗌 UR1 🗌 UR2 🗌 UR3	
Release: All	
Position Failure Criteria	
Lower bound:	
Upper bound:	
Force/Moment Failure Criteria	
Lower bound: 50	
Upper bound: 55	





Figura 5.32: confronto delle curve forza-spostamento: in viola i dati della prova sperimentale PR_4_1_AL_R; in arancione quelli della simulazione numerica con connettore Original e force/moment failure criteria

Anche in questo caso il diagramma forza-spostamento assume un andamento appiattito in una prima fase per poi salire fino al valore massimo. Viene di seguito riportato un confronto tra la risposta sperimentale e quella ottenuta con i due criteri di rottura (Figura 5.33).



Figura 5.33: confronto della curva forza-spostamento della prova sperimentale PR_4_1_AL_R con i risultati ottenuti dalle simulazioni numeriche con criteri di rottura

Dal grafico è possibile apprezzare come la curve F-δ ottenute modellando i connettori con i criteri a rottura si sovrappongono perfettamente tra di loro rimanendo comunque al di sotto della risposta stimata con gli elementi di connessione di tipo Original fino al superamento di un valore dello spostamento assiale di circa 15 millimetri. Alla luce di questi risultati, al fine di approfondire lo studio del caso in esame, sono state realizzate ulteriori analisi variando i parametri di input per entrambi i criteri di rottura. I dati così ottenuti non hanno però presentato delle variazioni significative rispetto a quelli appena presentati e ciò è da ricondurre a dei probabili limiti del sistema di analisi. Sarebbero necessarie infatti, analisi più approfondite, per cui si è deciso di utilizzare il connettore di tipo *Original*.

Capitolo 6

Ulteriori analisi di tipo parametrico: influenza dello spessore e dell'altezza della lamiera sull'assorbimento energetico

In seguito, saranno illustrati i risultati di ulteriori modellazioni numeriche realizzate al fine di individuare i vincoli interni di connessione che meglio rappresentano le condizioni sperimentali. Infine, sono riportate alcune analisi parametriche effettuate al fine di valutare l'effetto che la variazione dello spessore delle lastre e dell'altezza dei singoli livelli ha sull'assorbimento energetico.

6.1 Effetti degli spessori e della geometria delle lastre

I risultati fin qui esposti hanno riguardato delle analisi condotte basandosi su delle semplificazioni significative inerenti la geometria e la forma del corpo impattante, le massime deformazioni accettabili, la modellazione stessa dei connettori, la retta d'azione del carico e la collocazione del dispositivo di dissipazione all'interno della macchina di prova. Per questioni prettamente tecniche e logistiche non è stato possibile condurre ulteriori prove di laboratorio sui pannelli variando gli spessori delle lamiere e la geometria del core. Dato il riscontro positivo dei risultati ricavati dalla modellazione numerica, sono state quindi condotte ulteriori analisi parametriche sui dispositivi sandwich a uno e due livelli nelle configurazioni RA, CA ed MA. Queste hanno permesso di studiare la risposta del pannello dissipatore in funzione dello spessore (t) delle lastre e dell'altezza (H) dei singoli livelli costituenti il dispositivo. I nuovi modelli sono stati realizzati attribuendo alle lamiere due spessori diversi, uno minore ed uno maggiore di quello testato sperimentalmente in laboratorio (Figura 6.1), rispettivamente di 0,3 e 1 mm. È stata inoltre studiata la risposta di modelli creati maggiorando l'altezza delle lamiere grecate da 20 a 50 mm e aventi spessore pari a 0,6 e 1 mm (Tabella 6.1).



Figura 6.1: dettaglio spessore 0,6 mm e altezza lamiera grecata 20 mm pannello a 1 livello (RA)

Tabella 6.1: altezze e spessori utilizzati per l'analisi

	Spessore (t)			
Altezza (H)	0,3 [mm]	0,6 [mm]	1 [mm]	
20 [mm]	\checkmark	\checkmark		
50 [mm]	X	\checkmark	\checkmark	

6.1.1 Pannello sandwich a un livello (RA)

L'analisi è stata condotta su un pannello ad un solo livello in configurazione RA. Per la realizzazione di questo modello è stata ipotizzata una riduzione dello spessore delle lamiere pari a 0,3 mm, passando così da una dimensione originale di 0,6 mm ad una di 0,3 (Figura 6.2) mantenendo l'altezza delle lamiere grecate pari a quella testata in laboratorio (cioè 20 mm).



Figura 6.2: dettaglio spessore 0,3 mm e altezza lamiera grecata 20 mm pannello a 1 livello (RA)

I risultati dell'analisi sono stati confrontati nei piani F- δ e EA-AP, con quelli ottenuti utilizzando spessore (0,6 mm) e altezza (20 mm) originali (Figura 6.3):



Figura 6.3: confronto delle curve F- δ pannello a 1 livello (RA): in viola, i risultati ottenuti con spessore 0,3mm e altezza 20mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm

Come si evince dal grafico, l'andamento della curva forza-spostamento della simulazione condotta utilizzando uno spessore di 0,3 mm si mantiene costantemente al di sotto della risposta ottenuta adottando uno spessore di 0,6 mm. Ciò è dovuto alla minore rigidezza del sistema. Il valore massimo del carico assiale raggiunto si riduce in maniera significativa raggiungendo circa 21,5 kN. Lo stesso confronto in termini di energia dissipata viene proposto nel seguito (Figura 6.4).



Figura 6.4: confronto in termini di energia dissipata pannello a 1 livello (RA): in viola, i risultati ottenuti con spessore 0,3mm e altezza 20mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm

Come prima, la risposta del modello permane al di sotto di quella ottenuta in prima battuta. In questa configurazione quindi, la capacità dissipativa del pannello si riduce raggiungendo un picco di soli 49 J, ben al di sotto dei 379 J misurati in precedenza. Visto che l'energia dissipata dal dispositivo composto da lastre aventi spessore 0,3 mm risulta essere nettamente inferiore a quella assorbita con spessori maggiori, pur riscontrando una diminuzione del carico, è più opportuno scegliere il pannello con spessore 0,6 mm. È importante infatti individuare un giusto compromesso tra la forza applicata e il relativo quantitativo di energia dissipata.

Sulla stessa tipologia di pannello, assumendo uno spessore di 1 millimetro, si ottiene un'altezza complessiva di 23 millimetri (Figura 6.5).



Figura 6.5: dettaglio spessore 1 mm e altezza lamiera grecata 20 mm pannello a 1 livello (RA)

Dal confronto con la risposta originale si ha (Figura 6.6):



Figura 6.6: confronto delle curve F- δ pannello a 1 livello (RA): in viola, i risultati ottenuti con spessore Imme altezza 20mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm

In questo caso aumentando lo spessore, aumenta anche il carico necessario al raggiungimento dei medesimi spostamenti raggiunti adottando uno spessore di 0,6 millimetri. Viene riportato a seguire il confronto energetico (Figura 6.7).



Figura 6.7: confronto in termini di energia dissipata pannello a 1 livello (RA): in viola, i risultati ottenuti con spessore 1mm e altezza 20mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm

Anche l'energia dissipata è maggiore rispetto a quella ricavata precedentemente. Il valore massimo raggiunto in questo caso è pari a circa 2192 J. La scelta più

appropriata risulta essere quindi quella di adottare un dispositivo con spessore pari a 1mm. Sarebbe però opportuno verificare che il carico plastico F_p (in questo caso pari a circa 80 kN) sia minore della capacità del paramento sulla quale viene applicato il dispositivo.

Variando adesso l'altezza della lamiera grecata costituente il core del dispositivo da 20 mm a 50 mm e ipotizzando uno spessore di 0,6 mm, l'altezza totale del dispositivo diventa pari a 51,8 mm (Figura 6.8).



Figura 6.8: dettaglio spessore 0,6 mm e altezza lamiera grecata 50 mm pannello a 1 livello (RA)

Dal confronto con la risposta ottenuta con uno spessore di 0,6 mm ed un'altezza di 20 mm, si ottiene (Figura 6.9):



Figura 6.9: confronto delle curve F-δ pannello a 1 livello (RA): in viola, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 50mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm

Dal grafico si vede come l'andamento della risposta ottenuta con un'altezza della lamiera grecata di 50 mm, raggiunga subito un picco di poco superiore ai 30kN per poi presentare un crollo ed un successivo appiattimento fino al termine della simulazione; fissato ad un valore dello schiacciamento assiale pari al 90% dell'altezza totale del pannello ovvero 46,1 mm. Aumentando l'altezza della lamiera grecata e mantenendo lo spessore costante, aumenta anche la snellezza. Questa, può essere scritta come (Eq. 6-1):

$$\lambda = \frac{l}{t} \tag{6-1}$$

Dove λ è la snellezza, *l* rappresenta la lunghezza del lato obliquo e *t* lo spessore della lamiera (Figura 6.10).



Figura 6.10: dettaglio dello spessore e della lunghezza del lato obliquo

L'abbassamento repentino del valore del carico assiale è dovuto al fatto che non si manifesta subito una deformazione plastica ed il provino va in instabilità elastica per carico di punta (buckling) (Figura 6.11).



Figura 6.11: fasi della rottura per carico di punta nel modello a un livello (RA) con spessore 0,6 mm e altezza 50 mm

Nell'ambito ingegneristico l'instabilità dovuta ad una forza assiale di punta agente su un'asta, corrisponde a un improvviso collasso di un elemento strutturale soggetto a elevati sforzi di compressione, anche se lo tale sforzo per la quale si genera il collasso è inferiore al valore massimo che il materiale componente l'elemento è capace di sopportare. Si parla quindi di collasso per instabilità elastica. Il carico di punta assiale è una sollecitazione di compressione applicata alla testa di un'asta. Nei casi reali è difficile che questa compressione solleciti l'elemento con uno sforzo normale puro, questo infatti non avrà l'asse coincidente precisamente con l'asse baricentrico della sezione, ma si troverà ad una data distanza rispetto a esso, generando quindi un momento flettente del secondo ordine. Una struttura snella come quella in esame, soggetta a questa tipologia di sollecitazioni, si incurva fino al raggiungimento del punto di rottura ed infine collassa.

Tornando al confronto dei risultati provenienti dalla simulazione, in termini energetici si avrà (Figura 6.12).



Figura 6.12: confronto in termini di energia dissipata pannello a 1 livello (RA): in viola, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 50mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm

Dal grafico è evidente che la quantità di energia dissipata assumendo un'altezza del core di 50 mm sia maggiore rispetto a quella che si ottiene con un'altezza pari a 20 mm. Inoltre intorno al 20% dell'avanzamento prova si vede un cambio di pendenza dovuto al fenomeno di buckling. Il valore massimo di energia assorbita dal dispositivo in questa configurazione risulta essere pari a circa 666 J. Pur avendo raggiunto un valore di EA maggiore, si vede che la forza trasmessa è doppia rispetto a quella ricavata adottando un'altezza di 20 mm. Questo sistema quindi non risulta essere ottimizzato, non c'è un corretto bilanciamento tra carico ed energia assorbita. La principale causa che porta a questo risultato è la presenza del buckling, senza il quale si avrebbe una forza minore ma una dissipazione maggiore. Per evitare questo

fenomeno si può agire riducendo la snellezza oppure cambiando la geometria della lamiera maggiorando l'inclinazione dei cateti obliqui.

L'ultima analisi realizzata sul pannello ad un solo livello è stata condotta ipotizzando uno spessore delle lamiere di 1 mm ed un'altezza del core di 50 mm. L'altezza totale del dispositivo in questo caso è pari a 53 mm (Figura 6.13).



Figura 6.13: dettaglio spessore 1 mm e altezza lamiera grecata 50 mm pannello a 1 livello (RA)

Il confronto questa volta è stato fatto rispetto ai dati ricavati dall'analisi numerica eseguita adottando uno spessore di 0,6 mm ed un'altezza pari a 50 mm (Figura 6.14).



Figura 6.14: confronto delle curve F-δ pannello a 1 livello (RA): in viola, i risultati ottenuti con spessore Imm e altezza 50mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 50mm
Anche in questo caso nella risposta ottenuta dalla numerazione numerica, si evidenziano due picchi dovuti al manifestarsi dell'instabilità elastica per carico di punta (Figura 6.15). Il carico addirittura triplica quello ricavato con uno spessore di 0,6 mm.



Figura 6.15: fasi della rottura per carico di punta nel modello a un livello (RA) con spessore 1 mm e altezza 50 mm

Paragonando invece le energie dissipate nei due modelli si ottiene (Figura 6.16):



Figura 6.16: confronto in termini di energia dissipata pannello a 1 livello (RA): in viola, i risultati ottenuti con spessore 1mm e altezza 50mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 50mm

Aumentando lo spessore aumenta anche l'energia dissipata dal pannello, in particolare viene raggiunto un picco di circa 2956 J. Come prima, l'incremento del valore dell'energia dissipata non basta a giustificare il corretto funzionamento del dispositivo, infatti la presenza di buckling fa si che vi sia uno squilibrio tra la forza applicata e EA.

Per completezza, vengono proposti a seguire due grafici F- δ riepilogativi dei risultati ottenuti con i modelli aventi altezza del core pari a 20 mm (Figura 6.17) e 50 mm (Figura 6.18).



Figura 6.17: grafico riepilogativo del confronto delle curve F- δ pannello a 1 livello (RA) per tutti gli spessori e altezza pari a 20mm



Figura 6.18: grafico riepilogativo del confronto delle curve F- δ pannello a 1 livello (RA) per tutti gli spessori e altezza pari a 50mm

Vengono riportati inoltre i grafici (Figure 6.19-6.20) e le tabelle (Tabella 6.2) riepilogative dell'energia dissipata dai dispositivi nelle diverse configurazioni.



Figura 6.19: grafico riepilogativo del confronto delle EA pannello a 1 livello (RA) per tutti gli spessori e altezza pari a 20mm



Figura 6.20: grafico riepilogativo del confronto delle EA pannello a 1 livello (RA) per tutti gli spessori e altezza pari a 50mm

1 Livello (RA) H=20					1 Livello (RA) H=50		
AP [%]	EA [J]	EA [J]	EA [J]		AP [%]	EA [J]	EA [J]
	t= 0,3 [mm]	t= 0,6 [mm]	t= 1 [mm]			t= 0,6 [mm]	t= 1 [mm]
0	0	0	0		0	0	0
10	2	17	61		10	117	441
20	6	51	202		20	257	865
30	11	82	359		30	347	1335
40	16	122	508		40	408	1772
50	20	157	654		50	461	2002
60	25	187	788		60	509	2200
70	28	212	907		70	567	2466
80	33	266	1139		80	616	2686
90	43	379	1911		90	665	2938

Tabella 6.2: riepilogo dell'energia dissipata del pannello a 1 livello (RA) rispetto all'avanzamento prova

6.1.2 Pannello sandwich a due livelli (RA)

Il secondo pannello oggetto di analisi è stato quello a due livelli in configurazione RA. Per la realizzazione di questo modello è stata ipotizzata una riduzione dello spessore delle lamiere pari a 0,3 mm, passado così da una dimensione originale di 0,6 mm ad una di 0,3 (Figura 6.21) mantenendo l'altezza delle lamiere grecate pari a quella testata in laboratorio.



Figura 6.21: dettaglio spessore 0,3 mm e altezza lamiera grecata 20 mm pannello a 2 livelli (RA)

I risultati dell'analisi sono stati confrontati, in termini di forza-spostamento, con quelli ottenuti utilizzando spessore (0,6 mm) e altezza (20 mm) originali (Figura 6.22):



Figura 6.22: confronto delle curve F- δ pannello a 2 livelli (RA): in viola, i risultati ottenuti con spessore 0,3mm e altezza 20mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm

Come si evince dal grafico, l'andamento della curva forza-spostamento della simulazione condotta utilizzando uno spessore di 0,3mm si mantiene costantemente al di sotto della risposta ottenuta adottando uno spessore di 0,6 mm. Il valore massimo del carico assiale raggiunto si riduce in maniera significativa raggiungendo circa 38 kN. Lo stesso confronto in termini di energia dissipata viene proposto di seguito (Figura 6.23).



Figura 6.23: confronto in termini di energia dissipata pannello a 2 livelli (RA): in viola, i risultati ottenuti con spessore 0,3mm e altezza 20mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm

Come prima, la risposta del modello permane al di sotto di quella ottenuta con lo spessore di 0,6 mm. In questa configurazione quindi, la capacità dissipativa del pannello si riduce raggiungendo un picco di soli 143 J, ben al di sotto dei 986 J misurati in precedenza.

Sulla stessa tipologia di pannello, assumendo uno spessore di 1 millimetro, si ottiene un'altezza complessiva di 45 millimetri (Figura 6.24).



Figura 6.24 : dettaglio spessore 1 mm e altezza lamiera grecata 20 mm pannello a 2 livelli (RA)



Dal confronto con la risposta originale si ha (Figura 6.25):

Figura 6.25: confronto delle curve F- δ pannello a 2 livelli (RA): in viola, i risultati ottenuti con spessore lmm e altezza 20mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm

In questo caso aumentando lo spessore, aumenta anche il carico necessario al raggiungimento dei medesimi spostamenti raggiunti adottando uno spessore di 0,6 mm. Come si evince dalle curve, non si manifesta instabilità assiale, una conferma viene fuori dall'animazione restituita dal programma agli elementi finiti (Figura 6.26).





Figura 6.26: fasi della rottura per carico di punta nel modello a 2 livelli (RA) con spessore 1 mm e altezza 20 mm



Dal confronto energetico invece (Figura 6.27).

Figura 6.27: confronto in termini di energia dissipata pannello a 2 livelli (RA): in viola, i risultati ottenuti con spessore 1mm e altezza 20mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm

Anche l'energia dissipata è maggiore rispetto a quella ricavata precedentemente. Il valore massimo raggiunto in questo caso è pari a circa 5190 J.

Variando adesso l'altezza della lamiera grecata costituente il core del dispositivo da 20 mm a 50 mm e ipotizzando uno spessore di 0,6 mm, l'altezza totale del dispositivo diventa pari a 103 mm (Figura 6.28).



Figura 6.28: dettaglio spessore 0,6 mm e altezza lamiera grecata 50 mm pannello a 2 livelli (RA)

Dal confronto con la risposta ottenuta con uno spessore di 0,6 mm ed un'altezza di 20 mm, si ottiene (Figura 6.29):



Figura 6.29: confronto delle curve F- δ pannello a 2 livelli (RA): in viola, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 50mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm

In una prima fase l'andamento della curva ottenuta con spessore 0,6 mm e altezza pari a 50 mm si accosta all'andamento ottenuto dalla simulazione della prova sperimentale senza la variazione dimensionale. In seguito, il comportamento varia in virtù della variazione di altezza raggiungendo spostamenti maggiori con l'applicazione di carichi minori. Il valore massimo raggiunto dal carico risulta essere pari a 109 kN. In questo caso, per effetto della geometria del core, il buckling si sviluppa solo al livello superiore, mentre il livello inferiore si plasticizza (Figura 6.30):





Figura 6.30: fasi della rottura per carico di punta nel modello a 2 livelli (RA) con spessore 0,6 mm e altezza 50 mm

In termini energetici si ottiene (Figura 6.31):



Figura 6.31: confronto in termini di energia dissipata pannello a 2 livelli (RA): in viola, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 50mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm

Dal grafico è evidente che la quantità di energia dissipata assumendo un'altezza del core di 50 mm sia maggiore rispetto a quella che si ottiene con un'altezza pari a 20 mm. Inoltre intorno al 40% dell'avanzamento prova si vede un lieve cambio di pendenza dovuto al fenomeno di buckling. Il valore massimo di energia assorbita dal dispositivo in questa configurazione risulta essere pari a circa 2780 J.

L'ultima analisi realizzata sul pannello a due livelli in configurazione RA è stata condotta ipotizzando uno spessore delle lamiere di 1 mm ed un'altezza del core di 50 mm. L'altezza totale del dispositivo in questo caso è pari a 105 mm (Figura 6.32).



Figura 6.32: dettaglio spessore 1 mm e altezza lamiera grecata 50 mm pannello a 2 livelli (RA)

Il confronto questa volta è stato fatto rispetto ai dati ricavati dall'analisi numerica eseguita adottando uno spessore di 0,6 mm ed un'altezza pari a 50 mm (Figura 6.33).



Figura 6.33: confronto delle curve F- δ pannello a 2 livelli (RA): in viola, i risultati ottenuti con spessore 1mm e altezza 50mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 50mm

Si nota come i carichi necessari a generare gli stessi spostamenti del pannello assemblato con lamiere di spessore 0,6 mm, in questo caso siano maggiori. Di nuovo, si evidenzia un picco con successivo decremento del valore del carico assiale dovuto al bucking nel livello superiore del dispositivo (Figura 6.34):





Figura 6.34: fasi della rottura per carico di punta nel modello a 2 livelli (RA) con spessore 1 mm e altezza 50 mm





Figura 6.35: confronto in termini di energia dissipata pannello a 2 livelli (RA): in viola, i risultati ottenuti con spessore 1mm e altezza 50mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 50mm

Aumentando lo spessore aumenta anche l'energia dissipata dal pannello, in particolare viene raggiunto un picco di circa 11720 J, ben superiore rispetto al valore di partenza.

Per completezza, vengono proposti nel seguito due grafici F- δ riepilogativi dei risultati ottenuti con i modelli aventi altezza del core pari a 20 mm (Figura 5,3) e 50 mm (Figure 6.36-6.37).



Figura 6.36: grafico riepilogativo del confronto delle curve F- δ pannello a 2 livelli (RA) per tutti gli spessori e altezza pari a 20mm



Figura 6.37: grafico riepilogativo del confronto delle curve F- δ pannello a 2 livelli (RA) per tutti gli spessori e altezza pari a 50mm

Vengono riportati inoltre i grafici (Figure 6.38-6.39) e le tabelle (Tabella 6.3) riepilogative dell'energia dissipata dai dispositivi nelle diverse configurazioni.



Figura 6.38: grafico riepilogativo del confronto delle EA pannello a 2 livelli (RA) per tutti gli spessori e altezza pari a 20mm



Figura 6.39: grafico riepilogativo del confronto delle EA pannello a 2 livelli (RA) per tutti gli spessori e altezza pari a 50mm

2 Livelli (RA) H=20					2 Livelli (RA) H=50		
AP [%]	EA [J]	EA [J]	EA [J]		AP [%]	EA [J]	EA [J]
	t= 0,3 [mm]	t= 0,6 [mm]	t= 1 [mm]			t= 0,6 [mm]	t= 1 [mm]
0	0	0	0		0	0	0
10	4	20	173		10	233	920
20	14	82	341		20	350	1382
30	22	199	855		30	585	2386
40	30	275	1195		40	701	2915
50	53	359	1574		50	882	3694
60	65	449	1967,3		60	1151	4750
70	76	597	2638,9		70	1691	7007
80	95	681	3030,9] [80	1990	8356
90	117	922	5135,3		90	2806	11677

Tabella 6.3 riepilogo dell'energia dissipata del pannello a 2 livelli (RA) rispetto all'avanzamento prova

6.1.3 Pannelo sandwich a due livelli (CA)

Il terzo pannello oggetto di analisi è stato quello a due livelli in configurazione CA. Per la realizzazione di questo modello è stata ipotizzata una riduzione dello spessore delle lamiere pari a 0,3 mm, passando così da una dimensione originale di 0,6 mm ad una di 0,3 (Figura 6.40) mantenendo l'altezza delle lamiere grecate pari a quella testata in laboratorio (20 mm).



Figura 6.40: dettaglio spessore 0,3 mm e altezza lamiera grecata 20 mm pannello a 2 livelli (CA)

I risultati dell'analisi sono stati confrontati, nel piano F- δ e EA-AP, con quelli ottenuti utilizzando spessore (0,6 mm) e altezza (20 mm) originali (Figura 6.41):



Figura 6.41: confronto delle curve F- δ pannello a 2 livelli (CA): in viola, i risultati ottenuti con spessore 0.3mm e altezza 20mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm

La curva F- δ così ottenuta, mostra degli spostamenti che si manifestano per valori del carico assiale significativamente minori di quelli registrati con uno spessore delle lamiere di 0,6 mm. In questo caso non si presenta il fenomeno dell'instabilità assiale elastica, ma si ha una progressiva plasticizzazione. Passando al confronto energetico si ottiene (Figura 6.42):



Figura 6.42: confronto in termini di energia dissipata pannello a 2 livelli (CA): in viola, i risultati ottenuti con spessore 0,3mm e altezza 20mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm

Con la riduzione dello spessore delle lastre, diminuisce anche la capacità dissipativa del dispositivo. La massima energia dissipata in questo caso risulta essere pari a 324 J.

Sulla stessa tipologia di pannello, assumendo uno spessore di 1 millimetro, si ottiene un'altezza complessiva di 45 millimetri (Figura 6.43).



Figura 6.43: dettaglio spessore 1 mm e altezza lamiera grecata 20 mm pannello a 2 livelli (CA)

Dal confronto della curva forza spostamento con la risposta originale si ha (Figura 6.44):



Figura 6.44: confronto delle curve F- δ pannello a 2 livelli (CA): in viola, i risultati ottenuti con spessore 1mm e altezza 20mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm

In questo caso aumentando lo spessore, aumenta anche il carico necessario al raggiungimento dei medesimi spostamenti raggiunti adottando uno spessore di 0,6 millimetri. Come si evince dalle curve, non si manifesta buckling. Dal confronto energetico invece (Figura 6.45).



Figura 6.45: confronto in termini di energia dissipata pannello a 2 livelli (CA): in viola, i risultati ottenuti con spessore 1mm e altezza 20mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm

Anche l'energia dissipata è maggiore rispetto a quella ricavata precedentemente. Il valore massimo raggiunto in questo caso è pari a circa 8438 J.

Variando l'altezza della lamiera grecata costituente il core del dispositivo da 20 mm a 50 mm e ipotizzando uno spessore di 0,6 mm, l'altezza totale del dispositivo diventa pari a 103 mm (Figura 6.46).



Figura 6.46: dettaglio spessore 0,6 mm e altezza lamiera grecata 50 mm pannello a 2 livelli (CA)

Dal confronto con la risposta ottenuta con uno spessore di 0,6 mm ed un'altezza di 20 mm, si ottiene (Figura 6.47):



Figura 6.47: confronto delle curve F- δ pannello a 2 livelli (CA): in viola, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 50mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm

In una prima fase l'andamento della curva ottenuta con spessore 0,6 mm e altezza pari a 50 mm si accosta all'andamento ottenuto dalla simulazione della prova sperimentale senza la variazione dimensionale. In seguito, il comportamento varia in virtù della variazione di altezza raggiungendo spostamenti maggiori con l'applicazione di carichi minori. Il valore massimo raggiunto dal carico risulta essere pari a 166 kN. In questo caso il buckling si sviluppa solo al livello superiore (Figura 6.48):



Figura 6.48: fasi della rottura per carico di punta nel modello a 2 livelli (CA) con spessore 0,6 mm e altezza 50 mm

In termini energetici si ottiene (Figura 6.49):



Figura 6.49: confronto in termini di energia dissipata pannello a 2 livelli (CA): in viola, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 50mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 20mm

Dal grafico è evidente che la quantità di energia dissipata assumendo un'altezza del core di 50 mm sia maggiore rispetto a quella che si ottiene con un'altezza pari a 20 mm. Inoltre intorno al 20% dell'avanzamento prova si vede un lieve cambio di pendenza dovuto al fenomeno di buckling. Il valore massimo di energia assorbita dal dispositivo in questa configurazione risulta essere pari a circa 4267 J.

L'ultima analisi realizzata sul pannello a due livelli in configurazione CA è stata condotta ipotizzando uno spessore delle lamiere di 1 mm ed un'altezza del core di 50 mm. L'altezza totale del dispositivo in questo caso è pari a 105 mm (Figura 6.50).



Figura 6.50: dettaglio spessore 1 mm e altezza lamiera grecata 50 mm pannello a 2 livelli (CA)

Il confronto delle curve F- δ questa volta è stato fatto rispetto ai dati ricavati dall'analisi numerica eseguita adottando uno spessore di 0,6 mm ed un'altezza pari a 50 mm (Figura 6.51).



Figura 6.51: confronto delle curve F-δ pannello a 2 livelli (CA): in viola, i risultati ottenuti con spessore Imm e altezza 50mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 50mm

Si nota come i carichi necessari a generare gli stessi spostamenti del pannello assemblato con lamiere di spessore 0,6 mm, in questo caso siano maggiori. Di nuovo, si evidenzia un picco con successivo decremento del valore del carico assiale dovuto al bucking nel livello superiore del dispositivo (Figura 6.52):





Figura 6.52: fasi della rottura per carico di punta nel modello a 2 livelli (CA) con spessore 1 mm e altezza 50 mm



Paragonando invece le energie dissipate nei due modelli si ottiene (Figura 6.53):

Figura 6.53: confronto in termini di energia dissipata pannello a 2 livelli (CA): in viola, i risultati ottenuti con spessore 1mm e altezza 50mm; in arancione, i risultati ottenuti con spessore 0,6mm e altezza 50mm

Aumentando lo spessore aumenta anche l'energia dissipata dal pannello, in particolare viene raggiunto un picco di circa 15622 J.

Per completezza, vengono proposti a seguire due grafici F- δ riepilogativi dei risultati ottenuti con i modelli aventi altezza del core pari a 20 mm (Figura 6.54) e 50 mm (Figura 6.55).



Figura 6.54: grafico riepilogativo del confronto delle curve F-δ pannello a 2 livelli (CA) per tutti gli spessori e altezza pari a 20mm



Figura 6.55: grafico riepilogativo del confronto delle curve F-δ pannello a 2 livelli (CA) per tutti gli spessori e altezza pari a 50mm

Vengono riportati inoltre i grafici (Figure 6.56-6.57) e le tabelle (Tabella 6.4) riepilogative dell'energia dissipata dai dispositivi nelle diverse configurazioni.



Figura 6.56: grafico riepilogativo del confronto delle EA pannello a 2 livelli (CA) per tutti gli spessori e altezza pari a 20mm



Figura 6.57: grafico riepilogativo del confronto delle EA pannello a 2 livelli (CA) per tutti gli spessori e altezza pari a 50mm

2 Livelli (CA) H=20					2 Livelli (CA) H=50		
AP [%]	EA [J]	EA [J]	EA [J]		AP [%]	EA [J]	EA [J]
	t= 0,3 [mm]	t= 0,6 [mm]	t= 1 [mm]			t= 0,6 [mm]	t= 1 [mm]
0	0	0	0		0	0	0
10	3	45	175		10	410	1433
20	19	129	528		20	629	1855
30	26	233	1001		30	875	2662
40	33	330	1429		40	993	3292
50	65	472	1983		50	1220	4279
60	90	629	2577		60	1544	5630
70	126	1155	4578		70	2400	9266
80	176	1438	5590		80	2946	11333
90	304	1853	8367		90	4254	15571

Tabella 6.4 riepilogo dell'energia dissipata del pannello a 2 livelli (RA) rispetto all'avanzamento prova

Dalle analisi risulta evidente come la variazione delle altezze (dei livelli) e degli spessori (delle lamiere metalliche) influenzi in maniera significativa il quantitativo di energia dissipata dal dispositivo; all'aumentare dello spessore l'energia dissipata aumenta, viceversa al diminuire dello spessore essa decresce. È stato osservato inoltre come l'aumento dell'altezza dei livelli aumenti la probabilità che si verifichino fenomeni di collasso per carico di punta (*buckling*). In particolare, nei pannelli a più livelli nelle configurazioni CA ed RA, questi si manifestano nel livello superiore. La presenza di buckling fa si che i valori di carico aumentino fino a valori tre volte superiori a quelli registrati assumendo una configurazione con altezza della lamiera grecata pari a 20mm. Complessivamente, l'energia dissipata nei vari modelli si è aggirata intorno ai 15 kJ. Questi valori sono quindi paragonabili a fenomeni di caduta massi di lieve entità che possono comunque provocare danni più o meno importanti ai manufatti edilizi.

Conclusioni

L'obiettivo di questo lavoro di tesi ha riguardato l'analisi numerica di un sistema di dissipazione energetica contro la caduta massi atto alla mitigazione della vulnerabilità strutturale degli edifici esposti. Tale dispositivo, è pensato per essere applicato al paramento esterno dell'edificio. Questo particolare tipo di pannello, progettato da un gruppo di ricerca del Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica del Politecnico di Torino, è definito *sandwich* in quanto si compone di uno o più livelli ottenuti alternando delle lamiere metalliche (acciaio DX51D) lisce con delle lastre grecate (che ne costituiscono l'anima), assemblate mediante l'uso di rivetti. Il dispositivo così ottenuto rientra nell'ambito dei pannelli *alveolari*. Le lamiere inoltre possono essere posizionate seguendo degli schemi specifici secondo tre tipi di configurazioni differenti in cui viene fatto variare l'orientamento della lamiera grecata: lastre allineate (RA), specchiate (MA) e incrociate (CA).

Il lavoro si è concentrato sulla modellazione numerica di alcune prove di punzonamento realizzate nel laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica del Politecnico di Torino, in cui si è studiato il comportamento deformativo e dissipativo delle diverse tipologie di pannello. Il problema dell'impatto dinamico del blocco sul dispositivo è stato affrontato sperimentalmente facendo riferimento a prove di laboratorio di tipo pseudo-statico. Questa modalità di conduzione delle prove consente di seguire al meglio il processo deformativo. Tale tipologia di approccio, nonostante sia condizionata da alcune importanti semplificazioni riguardo la geometria del punzone, il punto e la velocità di applicazione del carico e le condizioni al contorno della prova, è ritenuta accettabile al fine di comprendere i meccanismi deformativi e dissipativi in cui il pannello può incorrere. Dalle prove di laboratorio effettuate su pannelli a uno e due livelli secondo le varie configurazioni, è stato possibile ricavare gli andamenti del carico trasmesso e dell'energia assorbita in funzione dello spostamento verticale e

della percentuale di avanzamento della prova. Questi ultimi, sono stati confrontati con quelli ottenuti dall'analisi numerica al fine di validare il modello agli elementi finiti. Le analisi numeriche sono state effettuate con il software Abaqus sfruttando un risolutore esplicito, esse, data la simmetria del problema, sono state realizzate studiando solo un quarto del dispositivo in modo tale da ridurre i tempi computazionali. Sperimentalmente e numericamente è possibile notare come il differente orientamento delle lamiere grecate faccia variare la capacità dissipativa *EA*.

Considerata la buona rappresentatività dei modelli numerici realizzati considerando delle lamiere metalliche di spessore pari a 0,6 mm ed un'altezza delle grecate di 20 mm, si è deciso quindi di proseguire l'attività con delle analisi parametriche su pannelli a uno e due strati, variando lo spessore delle lamiere e l'altezza dei singoli livelli. In particolare, sono stati realizzati dei modelli con spessori di 0,3 mm, 0,6 mm, 1mm (delle lastre metalliche) e altezze di 20 mm e 50 mm delle lamiere grecate. I risultati ottenuti da queste ulteriori analisi sono stati messi a confronto e si è osservato come sia lo spessore che l'altezza incidano in maniera significativa sul comportamento del dispositivo. In particolare, in tutti i casi in cui è stata aumentata l'altezza del core, si è verificata instabilità elastica per carico assiale (buckling). Questo effetto è da evitare in quanto provoca un aumento del carico trasmesso a scapito di una ridotta dissipazione energetica. Si è osservato come, in presenza di buckling, pur raggiungendo valori di EA (energia assorbita) significativi, dell'ordine di 3 kJ e 45 kJ per quanto riguarda rispettivamente i dispositivi ad un livello e a due livelli, la forza trasmessa risulti essere anche fino a tre volte superiore rispetto ai casi in cui questo fenomeno non si manifesta. Un sistema con queste caratteristiche non è ottimizzato, non c'è un corretto bilanciamento tra carico ed energia assorbita. L'obiettivo, infatti, è quello di ottenere la massima dissipazione energetica (dovuta alla plasticizzazione del dispositivo) con valori di carico modesti, compatibili con le sollecitazioni fuori piano. In conclusione, si è visto come evitando il problema del buckling la capacità dissipativa dei dispositivi tende a raggiungere dei livelli energetici maggiori di quelli trovati in laboratorio. I risultati numerici sono ritenuti accettabili e, pur non

raggiungendo elevati valori, sono significativi, in quanto compatibili con quelli caratteristici dei fenomeni di caduta massi di lieve entità pari a circa 15 kJ che possono portare a danneggiamenti anche gravi dei manufatti edilizi.

Un successivo sviluppo del presente lavoro dovrà essere affrontato tramite modellazione in campo dinamico, dove ci si aspetta una maggiorazione delle forze in gioco.
AA.VV., 2005 "Recommandations – protection des objets contre les dangers naturels gravitationells", Berna, Association des ètablissements cantonaux d'assurance incendie.

Brogini V., 2010, "Analisi del rischio da frane di crollo in presenza di sistemi di protezione passiva nella provincia autonoma di Bolzano", Tesi di Laurea Magistrale in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio, Bologna.

Bruzzese N., 2019, "Validazione numerica del comportamento sperimentale di un sistema di dissipazione energetica per caduta massi", Tesi di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile, Torino.

Callister W. D. Jr., 2000, "Materials Science and Engineering: an introduction", New York, Wiley.

Canuti P. e Casagli N., 1996, "Considerazioni sulla valutazione del rischio di frana", "Fenomeni franosi e centri abitati" Atti del convegno di Bologna del 27 Maggio 1994 – CNR- GNDCI – Regione Emilia Romagna.

Carpinteri A. 1992, "Scienza delle costruzioni 1", Bologna, Pitagora Editrice.

Carpinteri A. 1992, "Scienza delle costruzioni 2", Bologna, Pitagora Editrice.

Cruden D. M., Varnes D. J., 1996, "*Landslide types and processes*" in Landslides investigation and mitigation, Transportation reasearch board, National Research, Washington, DC, Special Report 247:36-75.

Dassault Systémes, Simulia, "ABAQUS/CAE User's Manual".

De Biagi V., Napoli M. L., Barbero M., 2017, "A quantitative approach for the evaluation of rockfall risk on buildings", Springer, 2017, "Natural Hazard" 88(2), 1059-1086.

Decreto Legge 11/06/1998 N°180, "Misure urgenti per la prevenzione del rischio idrogeologico e a favore delle zone colpite da disastri franosi in Campania", Gazzetta Ufficiale.

Glade T., 2003, "Vulnerability Assessment in Landslide Risk Analisis", Die Erde 134(2):126-143.

Hungr. O., Evans M. J., Bovis M. J., Hutchinson J. N., 2001, "A review of the Classification of Landslides of the Flow Type", Environmental & Engineering Geoscience, Volume 7, 3:221-238.

La Scala M., 2016, "Utilizzo del software Abaqus per lo sviluppo di modelli numerici agli elementi finiti di struttura in muratura soggette ad azione sismica", Tesi di Laurea Ingegneria Civile, Roma Tre.

Lu G., Yu T., 2003, "*Energy absorption of structures and materials*", Cambridge Woodhead Publishing.

Materiale didattico disponibile dal Corso di *Meccanica delle Rocce*, fornito dalla prof.ssa Monica Barbero, A.A. 2017/2018.

Materiale didattico disponibile dal Corso di *Stabilità dei pendii*, fornito dalla prof.ssa Marina Pirulli, A.A. 2017/2018.

Materiale didattico disponibile dal Corso di *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, fornito dalla prof. Marco Barla, A.A. 2018/2019.

UNI EN ISO 6892-1-2016, "Materiali metallici – prova di trazione – Parte 1: Metodo di prova a temperatura ambiente".

Vallero G., A.A. 2016/2017, "Studio di una soluzione innovativa per la riduzione della vulnerabilità strutturale da caduta massi", Tesi di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile, Torino.

Van Westen C. J., Alkema D., Damen M. C. J., Kerle N., Kingma N.C., 2011, *"Multi-hazard risk assessment"*, United Nations University, ITC School on Disaster Geoinformation Management. Varnes D. J., 1978, "*Slope movement types and processes*" in Landslides analysis and control, Transportation research board, National Academy of Sciences, Washington, DC, Special Report 176:11-33.

Varnes D. J., 1984, "Landslide hazard zonation: a review of principles and practice", UNESCO, Parigi.

Sitografia

https://www.adbmagna.it

https://www.arpa.piemonte.it/

https://www.autorità.bacinoserchio.it

https://www.calcolostrutture.com

https://www.geotecnica.dicea.unifi.it

https://www.isprambiente.gov.it/it

https://www.plasticomsrl.it

https://www.protezionecivile.gov

https://www.unibg.it

https://www.istat.it