



SAPIENZA
UNIVERSITÀ DI ROMA

FACOLTÀ DI INGEGNERIA CIVILE E INDUSTRIALE

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE EDILE E AMBIENTALE

Dottorato in Infrastrutture e Trasporti

XXXII Ciclo

Tesi di dottorato:

Modello integrato di vulnerabilità delle infrastrutture stradali

VIS 4 Road Safety

Vulnerability integrated system for road safety

Dottorando:

Franco Enzo Spagnuolo

Tutor

Prof. Giuseppe Cantisani

Relatore

Prof.ssa Mara Lombardi

ANNO ACCADEMICO 2018-2019

A Sara e Ilaria

Sommario

Introduzione	7
<u>1 Concetti e definizioni</u>	<u>12</u>
1.1 Rischio e sicurezza.....	12
1.2 Vulnerabilità e resilienza	14
1.3 Vulnerabilità delle infrastrutture stradali	19
1.4 Metodologie di valutazione della vulnerabilità di un sistema stradale.....	21
1.5 Analisi quantitativa del rischio (QRA)	24
1.6 Definizione dei concetti di disponibilità o indisponibilità dell'arco stradale	31
<u>2 Modello di rischio per l'infrastruttura stradale</u>	<u>34</u>
2.1 Descrizione del modello	34
2.2 Infrastruttura stradale	35
2.2.1 Livelli di rete.....	35
2.2.2 Elementi dell'infrastruttura stradale	36
2.3 Fattori di pericolo	36
2.3.1 Classificazione dei fattori di pericolo.....	37
2.3.2 Eventi iniziatori e scenari incidentali.....	37
2.4 Funzioni di danno	39
2.5 Indicatori di rischio	42
2.6 Implementazione del modello nell'area di studio in ambiente GIS.....	44
<u>3 Rischio idrogeologico.....</u>	<u>47</u>
3.1 Frane e alluvioni.....	47
3.2 Mosaicatura della pericolosità idraulica – ISPRA	50
3.3 Mosaicatura della pericolosità da frana - ISPRA.....	52
3.4 Classificazione dei fenomeni franosi	54
3.5 La zonazione della suscettibilità, della pericolosità e del rischio da frana....	61

3.6	La suscettibilità da frana	63
3.7	La pericolosità da frana	64
3.8	Analisi quantitativa del rischio frana.....	68
4	<u>Rischio sismico.....</u>	72
4.1	Terremoti.....	72
4.2	Evoluzione della normativa	73
4.3	Mappatura della pericolosità sismica di base (INGV)	74
4.4	Fenomeni di natura geotecnica associate ad un evento sismico	76
4.5	Risposta sismica locale.....	78
4.6	Instabilità dei pendii in condizioni sismiche.....	80
4.7	La liquefazione.	84
4.8	Metodologie di analisi e zonazione del rischio di frane sismoindotte	86
4.9	Microzonazione sismica	90
4.10	Vulnerabilità dell'infrastruttura alla sollecitazione sismica.....	92
4.10.1	Danni diretti	94
4.10.1.1	<i>Ponti e viadotti.....</i>	<i>94</i>
4.10.1.2	<i>Gallerie.....</i>	<i>97</i>
4.10.1.3	<i>Riempimento a tergo delle spalle di un ponte o di un viadotto</i>	<i>99</i>
4.10.1.4	<i>Rilevati</i>	<i>101</i>
4.10.1.5	<i>Strada su pendio – danneggiamenti per spostamenti permanenti</i>	<i>103</i>
4.10.2	Danni indiretti.....	104
4.10.2.1	<i>Pendii – ostruzioni da frane sismoindotte</i>	<i>104</i>
4.10.2.2	<i>Trincee - ostruzioni per franamenti o cedimenti</i>	<i>105</i>
4.10.2.3	<i>Crolli degli edifici prospicienti.....</i>	<i>107</i>
4.11	Metodo HAZUS	107
4.12	Metodo Risk-UE.....	114
4.13	Progetto SYNER-G	120

5	<u>Criticità sulla rete stradale del centro Italia a seguito della sequenza sismica del 2016.....</u>	121
5.1	Descrizione dell’assetto tettonico dell’area di studio.....	121
5.2	La sequenza sismica del centro Italia del 2016.....	123
5.3	Impatto degli eventi sismici sull’infrastruttura stradale del centro Italia.....	124
5.3.1	Quadro di riferimento.....	124
5.3.2	Area di intervento.....	125
5.3.3	Soggetto Attuatore per il ripristino della viabilità nelle aree interessate dagli eventi sismici del 2016 OCDPC 408/2016 - OCDPC 475/2017.....	125
5.3.3.1	<i>Attività di ricognizione e programmazione degli interventi.....</i>	<i>127</i>
5.3.3.2	<i>La definizione del programma – stralci operativi incrementali.....</i>	<i>128</i>
5.3.3.3	<i>L’attuazione del programma.....</i>	<i>129</i>
5.3.4	Analisi delle criticità rilevate dal Soggetto Attuatore.....	130
5.3.4.1	<i>Classificazione delle criticità.....</i>	<i>130</i>
5.3.4.2	<i>Criticità su ponti e viadotti.....</i>	<i>133</i>
5.3.4.3	<i>Criticità sul corpo stradale e opere minori.....</i>	<i>138</i>
5.3.4.4	<i>Criticità derivanti dai dissesti su versanti.....</i>	<i>141</i>
5.3.4.5	<i>Criticità su gallerie.....</i>	<i>144</i>
6	<u>Valutazione della vulnerabilità dell’infrastruttura stradale del centro Italia in ambiente GIS.....</u>	146
6.1	Analisi degli spostamenti permanenti attesi (PGD).....	148
6.1.1	Descrizione del modello.....	148
6.1.2	Modello digitale del terreno.....	149
6.1.3	La pericolosità sismica di base.....	149
6.1.4	Definizione dei fattori di amplificazione stratigrafico e topografico.....	151
6.1.5	Individuazione delle unità litotecniche.....	154
6.1.6	Modello delle unità litotecniche.....	156
6.1.7	Modello per la correzione dell’angolo di attrito.....	161

6.1.8	Spostamenti permanenti attesi	163
6.1.9	Calcolo degli spostamenti permanenti indotti dal sisma	166
6.2	Modello di fragilità del corpo stradale agli spostamenti permanenti	178
6.3	Crolli in roccia	184
6.3.1	Analisi dei crolli di roccia accaduti durante gli eventi sismici 2016	184
6.3.2	Modello per l'individuazione delle aree con pericolo di crollo	189
6.4	Modello di fragilità dei ponti e viadotti all'accelerazione sismica	191
6.5	Modello di fragilità delle gallerie all'accelerazione sismica	204
6.6	Calcolo della probabilità di indisponibilità	214
6.6.1	Corpo stradale soggetto a spostamenti permanenti	214
6.6.2	Ponti e viadotti soggetti all'accelerazione sismica	220
6.6.3	Gallerie soggette all'accelerazione sismica	222
6.7	Individuazione degli archi più vulnerabili	224
6.8	Valutazione della funzionalità della rete stradale	227
<u>7</u>	<u>Conclusioni</u>	<u>228</u>
<u>8</u>	<u>Ringraziamenti e riconoscimenti</u>	<u>231</u>
<u>9</u>	<u>Bibliografia</u>	<u>232</u>
	<u>Indice delle figure</u>	<u>243</u>
	<u>Indice delle tabelle</u>	<u>248</u>

Introduzione

Il tema

La funzioni della società moderna dipendono dal complesso sistema di reti di infrastrutture e servizi, comunemente comprese nel vasto concetto di lifelines. Tra i sistemi di lifelines le infrastrutture di trasporto stradali rivestono un ruolo fondamentale e strategico nello sviluppo economico e sociale di un paese. L'efficienza, l'affidabilità e la disponibilità del sistema dei trasporti stradali costituisce un fattore determinante per lo sviluppo dell'economia di un territorio. Il sistema di trasporto e le interconnessioni con le reti internazionali devono garantire l'accessibilità e il "movimento" di persone e merci in modo sicuro ed efficiente. Nonostante la consapevolezza dell'importanza delle infrastrutture di trasporto terrestri non è disponibile una metodologia condivisa per la valutazione della sicurezza di tali infrastrutture: Kaundinya et alii (2016) evidenziano come il tema sia affrontato con approcci settoriali, definizioni e concetti variabili e metodi parziali.

Oltre al tema della migliore funzionalità ordinaria e dei metodi necessari alla sua progettazione, la disponibilità del sistema viario costituisce la condizione preliminare per l'applicazione delle misure di emergenza in occasione di disastri naturali, come risultato evidente in occasione dei recenti terremoti e fenomeni di dissesto idrogeologico avvenuti in Italia. Infatti, solo il mantenimento di un livello sufficiente di efficienza può consentire il raggiungimento in breve tempo delle zone colpite e quindi mitigare le conseguenze. La necessità di garantire la funzionalità della rete di trasporto in occasione di eventi sismici o altre calamità naturali richiede quindi un'analisi della vulnerabilità delle infrastrutture di trasporto e la pianificazione degli interventi finalizzati a garantirne la fruibilità al fine di supportare la gestione di post evento. Dopo eventi catastrofici diffusi, quali sisma o alluvioni, è essenziale che la rete di trasporto rimanga operativa o che la sua funzionalità venga ripristinata nel più breve tempo possibile. E' necessario che il sistema sia caratterizzato da sufficiente resilienza, con riferimento alla rete nella sua interezza o a parti di essa ritenute imprescindibili. La progettazione della resilienza della rete favorisce inoltre la ripresa economica della zona colpita. Per tale fine è fondamentale disporre di strumenti di analisi in grado di valutare preventivamente gli effetti locali e sistemici dei terremoti o di altri eventi calamitosi. La disponibilità di un metodo unitario per la valutazione della vulnerabilità e resilienza della rete consentirebbe inoltre di investire razionalmente le risorse, ottenendo la riduzione del rischio e dell'indisponibilità dell'infrastruttura. A riguardo bisogna evidenziare che manca l'integrazione tra le metodologie di analisi sistemiche di una rete stradale e le metodologie di analisi di vulnerabilità strutturale delle singole componenti che compongono il sistema. Manca, cioè, un approccio integrato che sappia mettere insieme i risultati delle metodologie di dettaglio, sviluppate in diversi settori dell'ingegneria, per valutare gli effetti che alcuni eventi generano o possano generare sulla funzionalità dell'infrastruttura stradale, ed i modelli di valutazione della funzionalità e affidabilità della rete stradale. Le attuali metodologie di valutazione della vulnerabilità di una rete stradale sono in grado di individuare gli elementi più importanti di una rete stradale, vale a dire quegli elementi che se interrotti possono provocare un aumento

generalizzato dei tempi e dei costi del trasporto, ma non sono in grado di fornire indicazioni sulla probabilità che una tale occasione possa verificarsi, né tantomeno possono fornire una indicazione in merito ai tempi di ripristino dell'elemento interrotto.

Scopo del progetto

Il progetto di ricerca si è posto l'obiettivo di definire un modello integrato in grado di fornire una valutazione della probabilità di indisponibilità di un elemento o di un arco stradale nel breve e nel lungo periodo, nonché una valutazione delle possibili tempistiche di indisponibilità, sulla base dei fattori di pericolo che possono interferire con l'elemento o l'arco stradale. Una tale valutazione è possibile attraverso la definizione di un modello di rischio in cui la vulnerabilità è definita come legame funzionale tra sollecitazione e risposta in termini di disponibilità del sistema. In tal modo si possono mettere in relazione eventi naturali o antropici interferenti con l'infrastruttura, caratteristiche dell'infrastruttura e livello funzionale dell'infrastruttura a seguito di un dato evento. La definizione del suddetto modello necessita di un approccio multidisciplinare al fine di poter sfruttare le migliori metodologie sviluppate nei singoli settori dell'ingegneria: aspetti strutturali, idraulici, geotecnici, trasportistici ecc.

Organizzazione della tesi

Nel primo capitolo è stata sintetizzata l'attività di ricerca bibliografica riguardante le metodologie di valutazione della vulnerabilità dei sistemi complessi in generale e delle infrastrutture stradali in particolare. Nell'ambito delle infrastrutture di trasporto le definizioni di vulnerabilità differiscono se si focalizza l'attenzione sulla funzionalità di una rete stradale o se si pone l'attenzione sull'infrastruttura stradale con le proprie caratteristiche e componenti. Focalizzando l'attenzione sulla funzionalità della rete si parlerà di vulnerabilità topologica o vulnerabilità sistemica ed in entrambi i casi la vulnerabilità è valutata sul grafo stradale in maniera avulsa dal contesto territoriale in cui l'infrastruttura è collocata e senza tenere conto delle caratteristiche costruttive dell'infrastruttura stessa. Se poniamo l'attenzione sull'infrastruttura stradale e sul territorio si parlerà di vulnerabilità degli elementi che la compongono a specifici fattori di pericolo (dissesto idrogeologico, pericolo sismico). Sono state esaminate le principali metodologie di analisi sistemiche nonché, le principali metodologie di analisi e valutazione della vulnerabilità strutturale di alcuni elementi dell'infrastruttura. Queste ultime, allo stato attuale consentono di effettuare un primo screening degli elementi più vulnerabili, ma non consentono una valutazione della vulnerabilità dell'intero arco di rete, intesa come probabilità di indisponibilità dello stesso a seguito di un dato evento. Infatti dette metodologie forniscono quasi sempre indicazioni sulla vulnerabilità dei singoli manufatti ma non forniscono una valutazione di sintesi sull'intero arco stradale.

Nel secondo capitolo è stata descritta l'architettura del modello di valutazione della vulnerabilità delle infrastrutture proposto nel progetto di ricerca. Tale modello è composto da più moduli ognuno dei quali è utilizzato per la valutazione delle prestazioni delle diverse componenti dell'infrastruttura rispetto alle sollecitazioni dei possibili fattori di pericolo presenti nel territorio dove la stessa è

collocata. I fattori di pericolo che possono incidere in maniera significativa sulla funzionalità dell'infrastruttura possono essere di natura esterna per esempio eventi sismici, alluvioni, fenomeni meteorologici estremi (fattori di tipo naturale), attività o azioni prodotte dall'uomo (fattori antropici), o di natura interna ovvero legati al traffico quali per esempio particolari situazioni incidentali che possono portare alla momentanea indisponibilità dell'elemento/arco stradale. La metodologia di valutazione si articola in più fasi: parte dallo studio e dall'analisi delle pericolosità presenti nel sito in cui è collocata l'infrastruttura per definire le curve di pericolosità (curve intensità – probabilità di eccedenza) per i diversi fattori di pericolo presenti; Individuati e caratterizzati i fattori di pericolo gli stessi devono essere messi in relazione con gli elementi dell'infrastruttura stradale attraverso delle funzioni di danno o funzioni di fragilità che siano in grado di legare funzionalmente i livelli di danneggiamento con i livelli di sollecitazione del pericolo considerato; Il passaggio successivo è quello di definire gli indicatori quantitativi di rischio da utilizzare per l'individuazione delle priorità di intervento sia per la prospettiva della gestione dell'emergenza, (probabilità di disponibilità o indisponibilità dell'elemento /arco dell'infrastruttura) sia per la gestione del ripristino della normalità sull'intera rete (tempi di ripristino dell'elemento o arco della rete). Per l'implementazione di tale modello è stato necessario condurre un'analisi bibliografica mirata ad individuare modelli di fragilità che si potessero applicare immediatamente al caso dell'infrastruttura stradale. Nella scelta dei modelli di fragilità si è tenuto in conto anche la reperibilità delle informazioni necessarie per la loro implementazione attraverso banche dati già presenti presso gli enti preposti al controllo, monitoraggio e gestione del territorio al fine di formulare una metodologia che non richiedesse un eccessivo lavoro di raccolta dati attraverso rilievi o prove in campo. Ciò con lo scopo di definire una metodologia di analisi a scala territoriale che possa supportare i decisori per la gestione dell'infrastruttura in esercizio ordinario e in emergenza e che possa essere implementata con le informazioni che sono già a disposizione dei Gestori dell'infrastruttura. Ovviamente è sempre possibile affinare la valutazione mano a mano che aumenta il livello di confidenza dell'infrastruttura e del territorio, cosa possibile grazie al sempre maggior sviluppo e utilizzo di sistemi informativi territoriali (GIS – Geographic Information System) che permettono di immagazzinare una grande quantità di dati e di analizzare vaste aree del territorio, attraverso l'utilizzo di informazioni ottenibili da modelli digitali del terreno (DTM – Digital Terrain Model).

Nel terzo e nel quarto capitolo è stata riportata la sintesi dell'attività di ricerca svolta sul rischio idrogeologico e sul rischio sismico in quanto se è vero che l'infrastruttura stradale per sua natura attraversa contesti molto diversificati in cui sono presenti fattori di pericolo differenti e/o con diversi livelli di intensità, quelli che presentano un maggior impatto sulla funzionalità in termini di estensione e gravità degli eventi incidentali sono proprio il pericolo sismico ed il pericolo idrogeologico. Ciò è ancora più evidente in contesti extraurbani e in territori montani come quelli del centro Italia, la cui rete stradale è stata danneggiata dalla sequenza sismica del 2016, oggetto del caso di studio. Il territorio oggetto di studio risulta ad elevata pericolosità sismica e con la presenza di problematiche

di dissesto idrogeologico, fattori di pericolo estremamente diffusi nel contesto italiano anche se con livelli di pericolosità molto differenti da zona a zona, mentre risulta meno soggetto a fattori di pericolo connessi alle attività antropiche (per esempio attività a rischio rilevante) e anche la pericolosità per da alluvioni è relativamente bassa, in quanto tale fattispecie interessa maggiormente le zone di fondovalle. In linea generale tra i fattori di pericolo il sisma è quello che impatta maggiormente su una rete stradale, in quanto, un evento sismico può coinvolgere simultaneamente più archi mutuamente alternativi della rete e, quindi, isolare ampie zone di territorio proprio nei momenti in cui l'infrastruttura stradale diventa strategica per la gestione dell'emergenza. Nel trattare il rischio idrogeologico e il rischio sismico sono stati discussi i principali modelli di fragilità presenti in letteratura che hanno le caratteristiche per poter essere utilizzati nel modello di vulnerabilità descritto nel secondo capitolo.

Spesso i suddetti modelli di fragilità sono stati elaborati in contesti diversi da quelli italiani e pertanto la loro implementazione non risulta immediatamente possibile. Per effettuare delle back analysis e tarature è stata individuata come area di studio la zona del centro Italia, colpita dagli eventi sismici occorsi da agosto 2016. Tale attività è stata inoltre agevolata dalla collaborazione con la struttura del Soggetto Attuatore per il ripristino della viabilità nei territori interessati dagli eventi sismici dal 2016 (ex OCDPC 408/2016 – art.4) presso ANAS S.p.A.. Il citato Soggetto Attuatore ha avuto il compito di censire tutte le criticità occorse sulle infrastrutture viarie a seguito dei suddetti eventi sismici per effettuarne il ripristino. L'ambito di intervento del Soggetto Attuatore si estende su un'area di circa 7500 mq a cavallo di 4 regioni e coinvolge 131 comuni per una estensione complessiva di circa 15.000 Km di strade e ha rilevato circa 1400 criticità riguardanti opere d'arte e varie tratte del corpo stradale. Nel quinto capitolo è stato sintetizzato il lavoro di raccolta, analisi e catalogazione e riclassificazione dell'enorme mole di informazioni raccolte dal Soggetto Attuatore.

Nel sesto capitolo la metodologia descritta nel secondo capitolo è stata applicata ad una porzione della rete stradale del centro Italia, per una estensione di circa 516 Km di lunghezza insistente su un'area di circa 530 Km². Il caso di studio si è concentrato soprattutto sulla pericolosità sismica per sfruttare al meglio i dati messi a disposizione dal Soggetto Attuatore. In particolare sono state effettuate analisi statistiche su alcuni modelli di fragilità di letteratura per le opere d'arte maggiore (gallerie e viadotti) per valutarne l'applicabilità al territorio in esame. Inoltre è stato sviluppato un modello ad hoc per valutare la fragilità del corpo stradale rispetto agli spostamenti permanenti indotti dal sisma con riferimento ai danni diretti sull'infrastruttura. Per definire il modello di fragilità del corpo stradale è stato necessario analizzare gli spostamenti permanenti attesi in caso di sisma per correlarli con i dati sulle criticità che hanno comportato chiusure, limitazioni e lievi danneggiamenti dell'infrastruttura. L'analisi degli spostamenti è stata effettuata con riferimento al metodo del blocco rigido di Newmark. Il calcolo degli spostamenti attesi ha richiesto lo studio della pericolosità sismica dell'area di studio tenendo in conto gli effetti di amplificazione stratigrafica e topografica, la realizzazione di un modello digitale del terreno e la formulazione di un modello

litotecnico in grado di fornire l'accelerazione critica dei versanti. L'applicazione della metodologia ha portato a classificare gli elementi dell'intera rete ricadente nell'area di studio in funzione della probabilità di interruzione per effetto di eventi sismici. Il risultato finale è stato rappresentato mediante una mappatura dell'intera rete. Inoltre con riferimento alla viabilità primaria sono stati individuati gli archi della rete a maggior vulnerabilità. Con riferimento ai danni indiretti derivanti dall'ambiente circostante è stata proposta una metodologia per l'individuazione delle aree a maggior rischio di crolli in roccia che possano ostruire l'infrastruttura viaria.

1 Concetti e definizioni

1.1 Rischio e sicurezza

Per poter fornire una definizione precisa del concetto di rischio, è necessario, prima di tutto, definire il significato dei termini “*pericolo*”, “*evento dannoso*”, “*danno probabile*” e “*probabilità di accadimento*”.

Per *Pericolo* (Hazard) secondo la normativa UNI [UNI, 1997] si intende: “situazione potenziale, determinata da caratteristiche chimico-fisiche, o biologiche ecc. di una sostanza, un sistema o un componente, che può comportare effetti negativi per l'uomo o per l'ambiente”, cioè una situazione che racchiude potenzialità di generare eventi dannosi.

Per *evento dannoso* s'intende quell'evento che produce danni fisici, economici, ambientali, ecc. In linea generale, il livello di prevedibilità degli eventi dannosi dipende dal grado di conoscenza.

Per *danno probabile* s'intende il danno che l'evento considerato nel sito in esame può provocare ed è il prodotto di due fattori: V_u vulnerabilità dei beni relativamente all'evento considerato, e V_a valore dei beni. Si tratta di un fattore estrinseco, collegato alle condizioni al contorno rispetto all'evento, in particolare alla distribuzione e alla densità di beni che possono essere messi a repentaglio dall'evento dannoso.

Per *probabilità di accadimento* s'intende la probabilità che l'evento si verifichi o pericolosità del sito rispetto all'evento. Si tratta di un fattore intrinseco all'evento o al sito cui si riferisce la quantificazione del rischio, e può dipendere da fattori scientifici conosciuti o poco noti, per quantificare i quali ci si deve affidare alle statistiche.

Una volta spiegato il significato dei termini sopraindicati è possibile passare alla definizione di rischio, che è un parametro composto definito dalla relazione:

$$R = P * M$$

in cui

R : rischio, P : probabilità di accadimento, M : danno atteso

Per *Rischio* (*Risk*) secondo la normativa UNI [UNI, 1997] si intende la probabilità che un singolo individuo, un gruppo di individui, un determinato bene o comparto ambientale subisca effetti negativi di data natura ed entità a causa di uno specifico pericolo.

Per *danno atteso* si intende il valore atteso tra i danni prodotti dagli eventi finali possibili (Gruppo completo di eventi finali incompatibili) come conseguenza del verificarsi di un particolare evento iniziatore (gruppo completo di eventi iniziatori incompatibili).

Il rischio rappresenta, quindi, la dimensione prevedibile delle conseguenze di un evento dannoso.

Si osserva che per alcuni autori la definizione di rischio dovrebbe essere:

$$R = P * M^n \quad \text{con } n \geq 1$$

Considerare un esponente n maggiore di 1 significa un aumento del rischio tanto più rapido quanto più grande è il danno atteso. Ciò comporta che oltre un certo limite il danno provocato da un certo evento diventa comunque inaccettabile.

Inoltre, potendo esprimere il danno con la relazione $M = V_u * V_a$ le espressioni del rischio possono essere scritte nel modo seguente:

$$R = P * V_u * V_a$$

$$R = P * (V_u * V_a)^n$$

in cui V_u : vulnerabilità dei beni relativamente all'evento considerato, e V_a : valore dei beni.

La valutazione corretta delle componenti P e V_u può risultare abbastanza complessa, in quanto dipende da molti fattori che vanno dalla comprensione dei fenomeni alla disponibilità, completezza e correttezza dei dati di input. Per determinare P e V_u , quindi, bisogna disporre di un modello che simuli correttamente il fenomeno e che sia in grado di tener conto di tutti i fattori e della loro variabilità.

La valutazione di V_a o di M , al contrario, è di tipo quantitativo, anche se può affrontare problemi di natura tipicamente filosofico – morale, come la quantificazione del valore della vita umana o di una menomazione, ecc. Riguardo questi problemi alcuni tendono ad assumere un atteggiamento moralistico indicando come infinito il valore della vita umana, in quanto la considerano inestimabile. Tuttavia, così facendo, si potrebbe tendere all'inattività invece di tentare di ridurre il rischio, in quanto, essendo P e $V_u \neq 0$, se V_a è infinito, tale risulta il rischio, e quindi la possibilità di ridurlo diviene nulla.

Per valutare e gestire il rischio è necessario un approccio interdisciplinare, che mette in relazione gli agenti che provocano il danno e i soggetti danneggiati: persone, strutture, impianti e ambiente che l'approccio dell'ingegneria della sicurezza. La sicurezza è, quindi, la disciplina che ha come scopo la previsione degli eventi pericolosi, l'individuazione di opere preventive, volte all'annullamento o alla riduzione del rischio, e all'elaborazione di un piano d'emergenza per gli eventi non prevedibili o comunque non mitigabili.

Per attuare la sicurezza è necessario conoscere la fenomenologia con cui si verifica un evento e le relative condizioni al contorno, i rapporti causa-effetto con i soggetti danneggiati; essa ha il compito di determinare i livelli di rischio per ogni singolo agente dannoso mediante metodologie appropriate, al fine di poter fare eventualmente previsioni di tipo probabilistico.

Spesso non si può, o non risulta economicamente conveniente, ridurre il rischio a zero; permane il cosiddetto rischio residuo ammissibile. Questo rappresenta quel livello di rischio che risulterebbe troppo costoso da eliminare, se confrontato con il danno probabile, per cui si sceglie di predisporre un piano di emergenza piuttosto che investire anticipatamente una somma troppo elevata.

Si produce sicurezza in fase di progettazione, sia nel progetto tecnico, che nell'organizzazione del lavoro; in fase di acquisizione di materie prime ed attrezzature; in fase esecutiva, nel mantenimento delle condizioni di progetto; in fase di manutenzione, nel mantenere il funzionamento

del sistema in condizioni di sicurezza secondo i parametri di progetto; in fase di gestione nell'elaborazione di procedure efficaci, nella formazione e informazione degli operatori e dell'utenza.

Oggetto della quantificazione del rischio sono quindi potenziali incidenti, da identificare e specificare, a cui sono associate conseguenze indesiderate che possono essere di natura sanitaria, ambientale oppure economica in funzione degli scopi della valutazione, e a tal proposito bisogna dare due definizioni di rischio a cui si fa riferimento in campo internazionale e sulla quale vengono comunemente definiti i criteri di accettabilità:

1. rischio individuale
2. rischio sociale.

Il rischio individuale viene maggiormente utilizzato per valutare il rischio sanitario, che rappresenta il rischio a cui il singolo individuo viene esposto a seguito di una determinata fonte di pericolo e viene generalmente espresso in termini di probabilità di subire un prefissato livello di danno (usualmente il decesso) nell'unità di tempo di riferimento (generalmente un anno).

Il rischio sociale ovvero di danno atteso ad un gruppo di popolazione esposto ad un determinato rischio. Al rischio sociale viene spesso correlato il rischio ambientale ed economico. Per quanto riguarda la valutazione di rischio ambientale ed economico bisogna considerare che per eventi con conseguenze disastrose il rischio individuale e sociale hanno il sopravvento sulle valutazioni di rischio ambientale ed economico, mentre risultano importanti per tutta una serie di eventi che possono non creare danni alle persone, ma possono comunque contribuire a danneggiare l'immagine di una azienda o le sue proprietà. Ad esempio il tempo di indisponibilità di un sistema per la necessaria riparazione (disponibilità dei pezzi di ricambio, collaudi, autorizzazioni ecc.), la perdita di immagine e credibilità nei confronti del pubblico.

1.2 Vulnerabilità e resilienza

Il concetto di vulnerabilità [lat. *vulnerabilis*, der. di *vulnerare* «ferire»] è usato in diversi settori in cui si valutano i rischi e i pericoli ma ad oggi non esiste una sua definizione condivisa.

La definizione della vulnerabilità risulta quindi dipendere dal punto di vista settoriale dell'analista e dai suoi scopi di analisi: chi pianifica il sistema di trasporto associa il concetto di vulnerabilità alla funzionalità del sistema in caso di perturbazioni o guasti locali – tipicamente di origine endogena (incidenti) -; nell'ambito dell'ingegneria delle strutture il concetto di vulnerabilità è in genere utilizzato per indicare la propensione al danno di una particolare struttura (per esempio un ponte, una galleria ecc.) ad un determinato evento (per es. sisma), senza attenzione per il complesso sistemico. Inoltre nel concetto di vulnerabilità viene spesso ricompresa l'esposizione al pericolo, determinando una contaminazione di concetti poco felice.

Al fine di approcciare il tema della vulnerabilità dell'infrastruttura stradale sembra pertanto necessario analizzare i diversi usi e definizioni del termine vulnerabilità e dei termini ad essa correlati quali pericolo ed esposizione, rischio, resilienza e robustezza, affidabilità e disponibilità.

Nel contesto della valutazione della vulnerabilità e della resilienza delle società alle catastrofi naturali, Birkmann, J. (2006) rileva che in letteratura sono presenti oltre 25 differenti definizioni e metodi di valutazione della vulnerabilità.

Birkmann individua differenti approcci concettuali ed analitici di valutazione sistematica della vulnerabilità:

1. "La scuola della doppia struttura della vulnerabilità"
2. "La teoria del disaster risk"
3. "La scuola dei cambiamenti climatici"
4. "La scuola dell'economia politica"
5. "L'approccio olistico"
6. "L'approccio BBC"

1. La scuola della "doppia struttura della vulnerabilità" considera la vulnerabilità come il mediatore tra la capacità di prevenzione, reazione e recupero a seguito di una perturbazione (che costituisce la risposta di un sistema) e l'esposizione ai fattori di pericolo (che costituiscono la sollecitazione). Il modello tuttavia presenta ambiguità in quanto tenta di ricomprendere nel concetto di vulnerabilità anche i concetti mediati.

2. Nell'ambito della teoria del disaster risk, la vulnerabilità è separata dai concetti di esposizione e capacità di reazione. La vulnerabilità è invece considerata come una componente del rischio: per Bollin et alii (2003) il concetto di rischio è definito da quattro componenti: pericolosità, esposizione, vulnerabilità

e capacità di reazione. Villagràn de León (2004) riprende il "triangolo del rischio" sviluppato da Crichton (1999) e propone, con una relazione implicita, un modello di quantificazione del rischio nel quale intervengono vulnerabilità, pericoli e carenze nella capacità di reazione (di una società, di un sistema o di un singolo elemento del sistema).

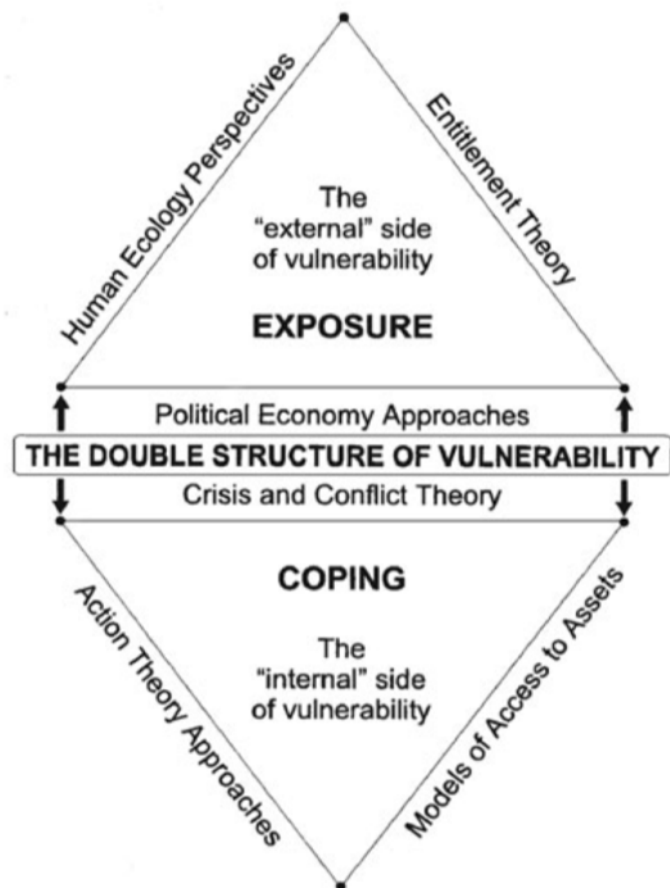


Figura 1 La struttura concettuale della vulnerabilità - Bohle (2001)

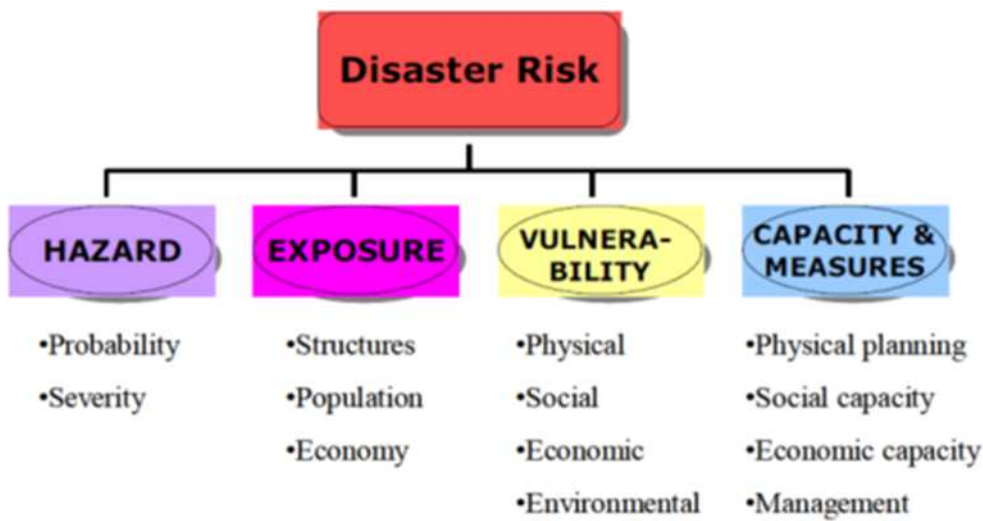


Figura 2 La struttura concettuale per identificare il rischio di catastrofi - Bollin et alii (2003)

La vulnerabilità è vista come la preconditione che rende le infrastrutture, i processi, i servizi e la produttività più inclini a essere colpiti da un pericolo esterno. Il limite di questo approccio è nell'ambigua formalizzazione del concetto di carenza, che dovrebbe essere invece compreso, per logica definitoria, all'interno del concetto di vulnerabilità. Implicitamente il modello propone una definizione di vulnerabilità come danno conseguente al concretizzarsi del pericolo. L'United Nations Office for Disaster Risk Reduction (UNISDR) considera la vulnerabilità (nelle componenti sociale, economica, fisica e ambientale) un fattore di rischio.



Figura 3 Rischio come risultato di vulnerabilità, pericolo e carenze nella capacità di reazione - Villagrán de León, (2004)

3. Nell'ambito della scuola dei cambiamenti ambientali, Turner et alii, (2003) in contrasto con la teoria del disaster risk considerano la vulnerabilità funzione della capacità di reazione, dell'esposizione, della risposta di adattamento di un sistema ad un evento pericoloso.

4. Nell'ambito dell'economia politica il modello PAR (Pressure and Release) vede il rischio di disastro come l'interazione di due ambiti: processi che generano vulnerabilità e eventi naturali (Wisner et alii, 2004). Un danno catastrofico si verifica quando eventi naturali pericolosi colpiscono sistemi vulnerabili. La vulnerabilità è un processo che coinvolge tre livelli progressivi: cause primarie, pressioni dinamiche e condizioni insicure

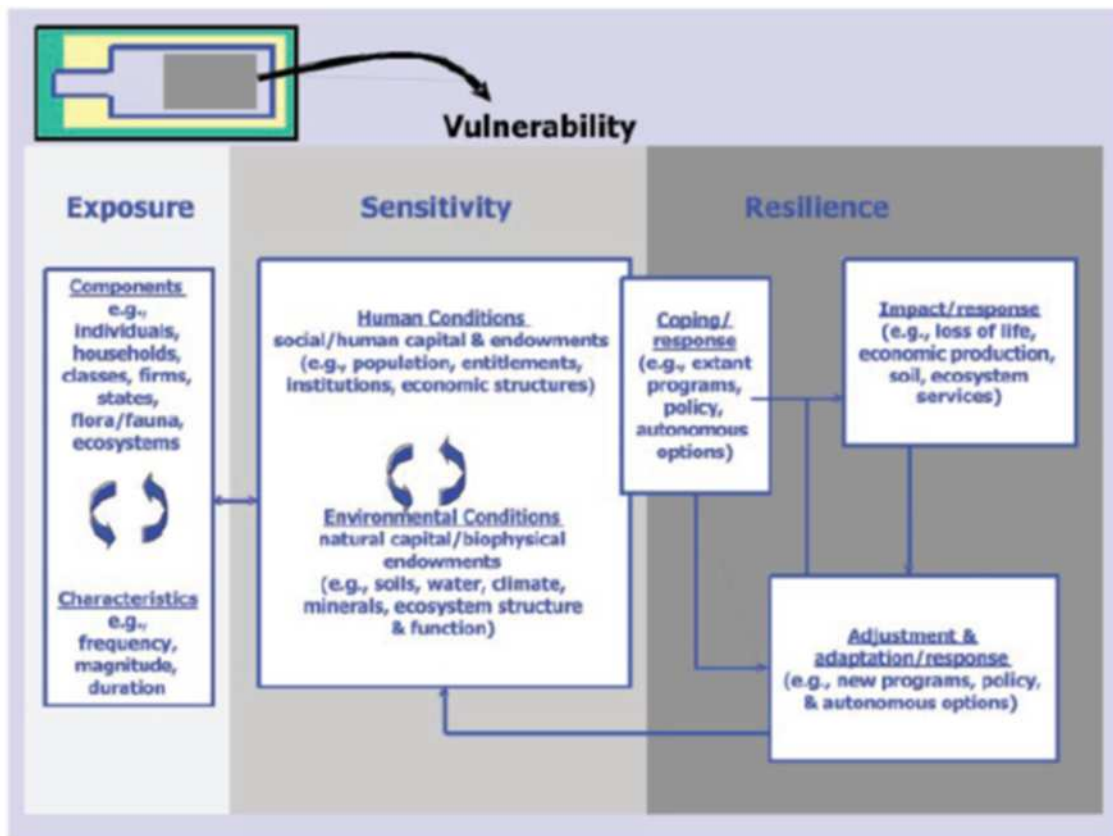


Figura 4 Dettagli sui componenti della vulnerabilità: esposizione, sensibilità e resilienza -Tumer et alii (2003)

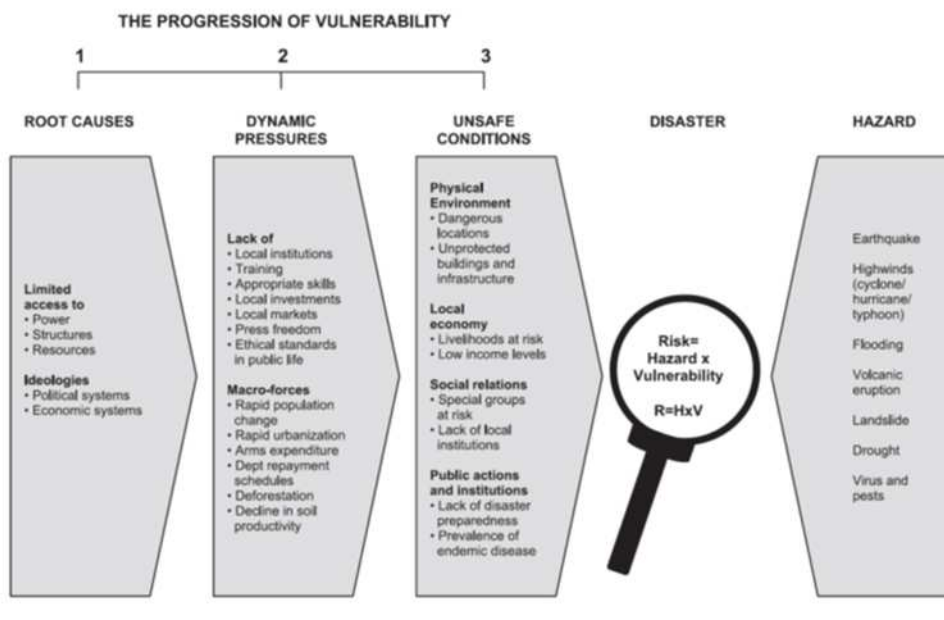


Figura 5 The Pressure and Release (PAR) model - Wisner et alii 2004.

5. Nell'approccio olistico la vulnerabilità è valutata in modo globale e multidisciplinare. Secondo tale approccio Carreño, M. L. et alii (2007) considerano la vulnerabilità dipendente da più fattori suddivisi in tre categorie: esposizione, fragilità del sistema e resilienza. Queste tre categorie di fattori determinano gli impatti diretti, indiretti e immateriali di un evento pericoloso.

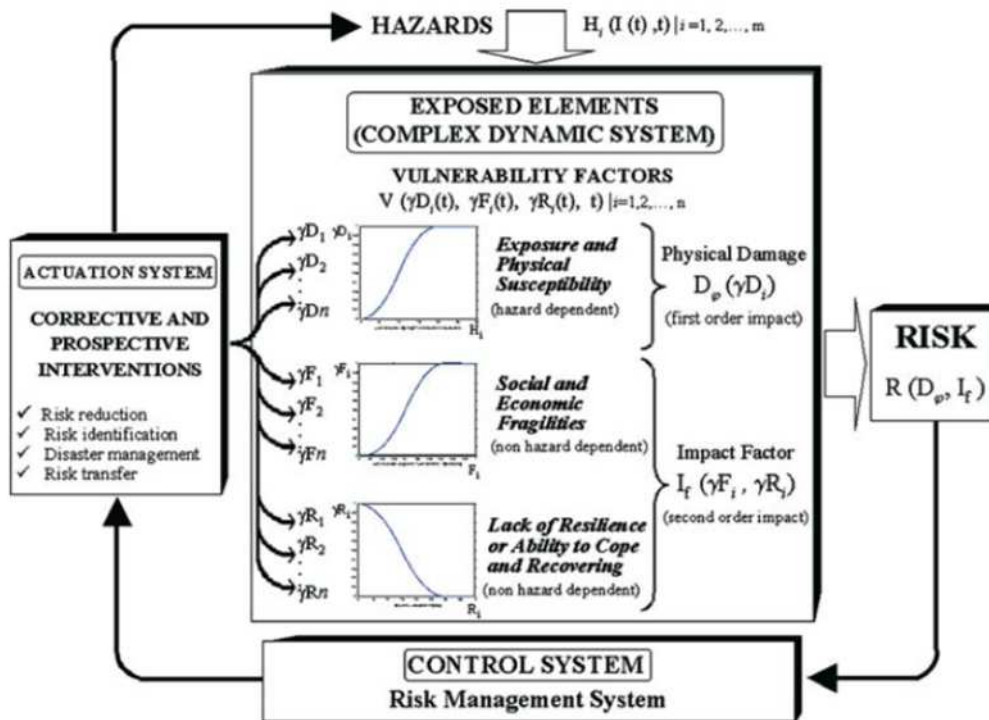


Figura 6 Modello di rischio di catastrofi nell'approccio olistico Carreño, M. L. et alii (2007)

6. L'approccio BBC, orientato allo studio socioeconomico, collega il concetto di vulnerabilità a quello di sviluppo sostenibile. Il quadro sottolinea la necessità di concentrarsi su elementi esposti e sensibili e sulle capacità di reazione.

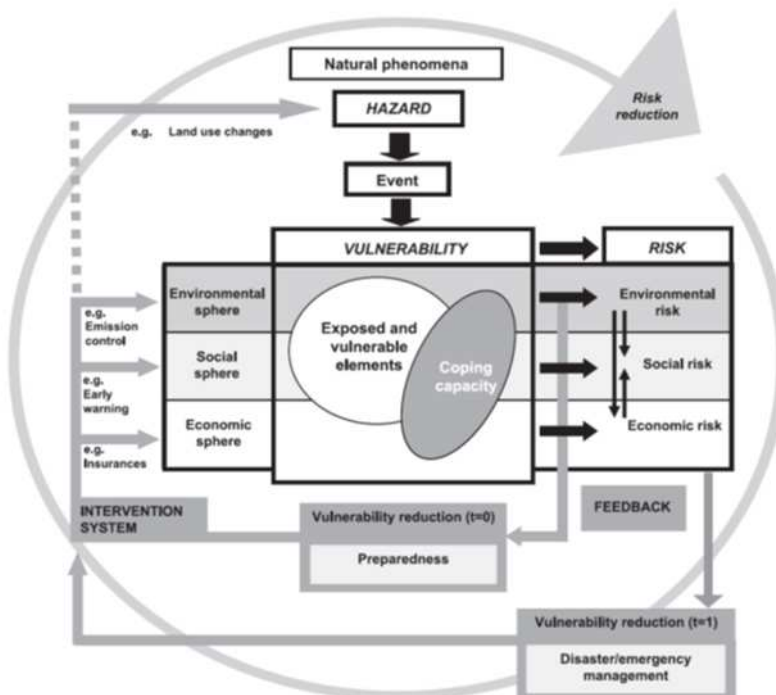


Figura 7 Schema dell'approccio BBC Bogardi Birkmann and Cardona - Birkmann, J. (2006)

Pur riconoscendo, nei vari approcci, una struttura concettuale simile, risulta evidente come la definizione di vulnerabilità risulti condizionata dall'ambito nel quale il concetto è applicato e dallo scopo dell'autore del modello, mancando una definizione ferma nella più vasta concettualizzazione della teoria del rischio.

1.3 Vulnerabilità delle infrastrutture stradali

Come già introdotto, la valutazione di efficienza e disponibilità dell'infrastruttura in condizioni di emergenza deve considerare la vulnerabilità dell'infrastruttura stessa agli eventi naturali e antropici che possono indurre eventi di interruzione del servizio. Nonostante ciò sia evidente, anche nello studio e nella progettazione dei sistemi stradali non esiste una definizione univoca di vulnerabilità, il cui concetto risulta variabile nei diversi approcci proposti. In letteratura le definizioni di vulnerabilità differiscono se si focalizza l'attenzione sulla funzionalità di una rete stradale o se si pone l'attenzione sull'infrastruttura stradale con le proprie caratteristiche e componenti. Husdal (2004) identifica tre tipologie di vulnerabilità di una rete stradale:

- vulnerabilità strutturale, che si riferisce alla strada in se stessa, e quindi alle sue caratteristiche costruttive (in termini, ad esempio, di larghezza, di caratteristiche geometriche e di progetto, di presenza e caratteristiche delle opere d'arte - ponti, gallerie, tombini, etc);
- vulnerabilità naturale, che si riferisce alle caratteristiche del territorio attraversato della strada e ai rischi naturali che lo contrassegnano;
- vulnerabilità relativa al traffico o generata dal traffico, che si riferisce alle caratteristiche che descrivono il flusso di traffico e le condizioni risultanti al variare di quest'ultimo in particolari situazioni (ore di punta, particolari giorni della settimana, operazioni di manutenzione, etc).

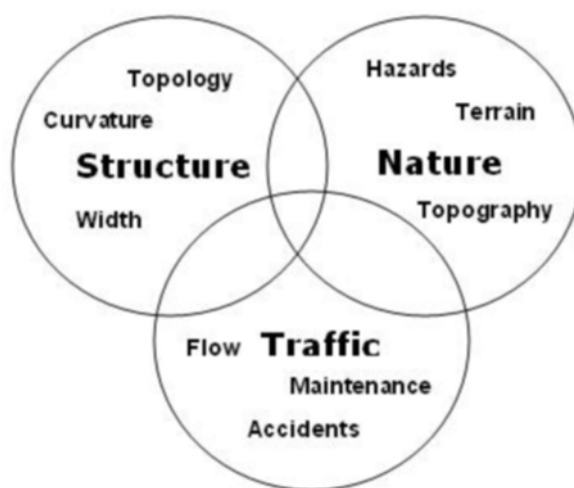


Figura 8 Le tre componenti della vulnerabilità delle reti stradali: struttura, territorio e traffico - Husdal (2004)

Husdal inoltre discrimina tra il concetto di vulnerabilità e quello di affidabilità. Per Husdal la vulnerabilità misura le conseguenze derivanti da un malfunzionamento della rete mentre l'affidabilità rappresenta una misura del grado di stabilità della rete. Berdica (2002) propone un approccio

unitario dei concetti di affidabilità e vulnerabilità: definisce la vulnerabilità come la suscettibilità a incidenti che possono avere come conseguenza la riduzione della funzionalità della rete, cioè la capacità della rete di assolvere ai propri compiti, in un determinato periodo di tempo (serviceability). Taylor e D'Este (2006) trattano il tema della vulnerabilità distinguendola dal concetto di affidabilità. Per gli autori la vulnerabilità è legata alle conseguenze dell'evento e dipende dalla debolezza della rete, mentre l'affidabilità è legata alla probabilità di accadimento di un evento ed è, quindi, dipendente dalla connettività della rete. In questo caso il concetto di vulnerabilità è legato al concetto di accessibilità intesa come la facilità con cui un individuo può accedere ad un'area (Taylor et alii 2006). In questo caso la vulnerabilità è una misura della perdita di accessibilità di una comunità valutata attraverso la variazione del costo generalizzato del trasporto o del tempo generalizzato di trasporto (Cipriani et alii 2011). Jenelius et Mattsson (2006) legano il concetto di vulnerabilità al concetto di criticità dei diversi componenti della rete. La criticità di un elemento della rete dipende dalla sua debolezza ovvero la probabilità di subire guasti e dalla sua importanza ovvero dalle conseguenze che derivano dal guasto dell'elemento. Jenelius et alii (2006) definiscono l'importanza degli archi e l'esposizione dei nodi della rete. Jenelius (2007) pone il problema della durata della chiusura di un arco (vulnerabilità dinamica). Inoltre Jenelius (2010) in studi successivi introduce il concetto di disuguaglianza per gli utenti definendo due indicatori: l'efficienza e l'equità. Inoltre Jenelius et Mattsson (2012, 2015) analizzano la vulnerabilità di una rete stradale sottoposta ad un evento di entità spaziale di tipo calamitoso introducendo i concetti di importanza di una griglia e di esposizione per gli utenti di una regione. D'Andrea e Cafiso (2006) definiscono la vulnerabilità come la propensione di beni, persone o attività a subire danni o mutamenti, in seguito al verificarsi dell'evento e in particolare essa può essere interpretata come una perdita di efficienza del sistema territoriale e la capacità residua di esplicare ancora le funzioni proprie del sistema. In questo senso, la vulnerabilità è quindi una propensione degli elementi o di sistemi complessi a subire danni in relazione alle proprie caratteristiche intrinseche. Gli autori introducono i concetti di vulnerabilità diretta ovvero la propensione di un singolo elemento a subire danni e la vulnerabilità indotta che si riferisce agli effetti della crisi dell'organizzazione del territorio provocati dal collasso di uno o più elementi che lo costituiscono. Gli autori si concentrano soprattutto sul rischio sismico valutando una vulnerabilità di tipo strutturale legata alle caratteristiche strutturali e geometriche del tronco stradale e delle strutture prospicienti.

Da questa sintetica panoramica si evince che il concetto di vulnerabilità risulta particolarmente vario e applicabile a diversi campi. In funzione della scala di osservazione si può parlare di vulnerabilità di una regione, di vulnerabilità di un'intera rete, di vulnerabilità di elementi di una rete (archi, collegamenti, nodi), di vulnerabilità di un particolare tronco della rete stradale o di un particolare manufatto (ponti, gallerie, rilevati, etc).

Le metodologie utilizzate in letteratura per la quantificazione della vulnerabilità delle infrastrutture stradali dipendono quindi dall'ambito in cui vengono applicate e dall'oggetto di studio.

Mattsson e Jenelius (2015) propongono una disamina delle metodologie di valutazione della vulnerabilità nei sistemi di trasporto stradale suddividendole in due differenti approcci concettuali: il primo si riferisce ad una analisi della vulnerabilità topologica della rete di trasporto, il secondo si basa su un'analisi della vulnerabilità sistemica delle reti di trasporto.

La vulnerabilità topologica è determinabile in funzione della configurazione della rete e costituisce una sua caratteristica intrinseca e indipendente dagli eventi critici ai quali è soggetta e dal traffico che vi circola. La vulnerabilità topologica dipende quindi dalle caratteristiche del grafo e in particolare dal grado di connessione di esso.

La vulnerabilità sistemica è connessa con la funzionalità della rete e dipende sia dalla configurazione spaziale della rete (è pertanto connessa alla vulnerabilità topologica) e sia dai flussi che vi circolano. La vulnerabilità sistemica si riferisce tuttavia agli effetti che si manifestano globalmente su una rete a seguito di una perturbazione indipendentemente dall'evento che l'ha generata. Lo studio della vulnerabilità sistemica permette di valutare quali archi risultano più importanti ai fini del mantenimento della funzionalità globale della rete.

1.4 Metodologie di valutazione della vulnerabilità di un sistema stradale

In letteratura sono stati introdotti diversi indici per la valutazione della vulnerabilità delle infrastrutture di trasporto stradali. Tali indici consentono di valutare l'impatto delle interruzioni sul sistema di trasporto in termini di incremento dei tempi di trasporto o delle distanze di viaggio o in termini di accessibilità ad una determinata area. Una disamina delle metodologie di valutazione della vulnerabilità presenti in letteratura è proposta da Mattsson e Jenelius (2015).

Ad esempio Taylor et alii (2006), misurano la vulnerabilità attraverso la valutazione dell'incremento del costo di trasporto che si genera a seguito dell'interruzione di un arco della rete ovvero la valutazione della perdita di accessibilità di una determinata area. La perdita di accessibilità di una comunità è valutata con la seguente formula $V_{rs} = \sum_i \sum_j d_{ij} v_{ijrs}$ dove v_{ijrs} è la differenza del costo generalizzato di trasporto dal nodo i al nodo j quando il collegamento rs non è più funzionante e d_{ij} sono gli spostamenti da i a j . In modo analogo il problema viene affrontato da Jenelius et alii (2006). Loro valutano l'importanza di un arco della rete e l'esposizione di un nodo valutando gli incrementi del costo di viaggio da un nodo i a un nodo j a seguito dell'interruzione di un elemento della rete. Gli autori distinguono tra il caso in cui l'interruzione provoca la separazione della rete in due parti (l'insieme dei casi cut link è indicato con E^c) e il caso in cui l'interruzione non determina la separazione della rete (l'insieme dei casi no cut link è indicato con E^{nc}). Nel caso di una interruzione del tipo no cut link l'importanza e

determinata attraverso la seguente formula: $Importance(k)_{net} = \frac{\sum_i \sum_{j \neq i} w_{ij} (c_{ij}^{(k)} - c_{ij}^{(0)})}{\sum_i \sum_{j \neq i} w_{ij}}, k \in E^{nc}$

in cui k è l'arco di cui si calcola l'importanza, w_{ij} rappresentano i pesi che possono essere attribuiti per poter valutare l'importanza che i singoli nodi rivestono all'interno della rete e c_{ij} rappresenta il costo di trasporto da un nodo i a un nodo j nel caso di rete funzionante (0) e nel caso di rete con arco interrotto (k). Nel caso di interruzione di tipo cut link l' $Importance(k)_{net} = \infty, k \in E^c$. In caso di interruzione del tipo cut link gli autori introducono il concetto di domanda insoddisfatta che rappresenta il numero dei viaggiatori che dal nodo i non sono in grado di raggiungere il nodo j a causa della chiusura dell'elemento. Per quanto riguarda l'esposizione questa può essere calcolata in relazione alla domanda di un singolo nodo o di un gruppo di nodi della rete. Se si vuole misurare l'esposizione di una municipalità m il delta costo è calcolato considerando tutti i punti di origine i ricadenti all'interno della municipalità e i punti di destinazione j appartenenti alla rete $\Delta c_{ij}^{(k)} = c_{ij}^{(k)} - c_{ij}^{(0)}$ nel caso di rete funzionante (0) e nel caso di rete con arco interrotto (k). L'esposizione misura l'incremento del costo generalizzato di viaggio. Interrompendo in maniera casuale un arco della rete l'esposizione di una municipalità m è calcolata con la seguente

$$Exposure_{rand}(m) = \frac{\sum_{k \in E^{nc}} \sum_{i \in V_m^d} \sum_{j \neq i} w_{ij} (c_{ij}^{(k)} - c_{ij}^{(0)})}{L^{nc} \sum_{i \in V_m^d} \sum_{j \neq i} w_{ij}}$$

dove L^{nc} è il numero degli archi del tipo non cut link e V_m^d è l'insieme dei nodi origine i localizzati all'interno della municipalità m . L'esposizione della municipalità m sarà massima nel caso di interruzione dell'arco più importante.

Chang (Chang et alii 2001 e Chang 2003) valuta gli effetti di perturbazioni sulla rete attraverso la misura della prestazione della rete in termini di accessibilità. Nella formulazione di Chang la misura della variazione di accessibilità viene effettuata attraverso la misurazione dell'aumento delle distanze tra nodi. In questo caso l'autrice non valuta la vulnerabilità o l'importanza di un elemento della rete ma di una regione a seguito di un evento catastrofico esaminando la rete a seguito del terremoto di Kobe del 1995 in Giappone. L'accessibilità viene valutata attraverso la seguente formula $D_s(t) = \frac{f - A_s(t)}{f - 1}$ In cui s rappresenta l'unità spaziale su cui viene misurata la differenza di accessibilità, f è una costante e $A_s(t)$ è il rapporto di accessibilità al tempo t . La misura di accessibilità proposta da Chang non valuta la vulnerabilità o l'importanza di un particolare elemento della rete ma riguarda un'area ed è quindi orientata a stabilire gli impatti sulla rete di un evento catastrofico quali per esempio il terremoto di Kobe.

Cirpieni et alii (2011) propongono una misura dell'accessibilità di un nodo o di un attrattore particolare per esempio ospedali, scuole, i attraverso la seguente formula $A_i = \frac{1}{n-1} \sum_{j=1}^n t_{ij}$ per $i \neq j$. Misure di accessibilità di un'area sono state proposte da altri autori tra cui Sohn (2006) che lega l'indice di accessibilità alla distanza e ai volumi di traffico e Jenelius e Mattsson (2012, 2015) che introducono l'importanza di una cella e l'esposizione di una regione per valutare la vulnerabilità del sistema di trasporto ad eventi calamitosi naturali o causati dall'uomo che possono coinvolgere una vasta area e quindi più elementi del sistema infrastrutturale. In tali casi

l'interruzione può riguardare più elementi della rete e quindi anche le eventuali ridondanze dei collegamenti possono non essere sufficienti a garantire la mobilità post evento.

Le misure di vulnerabilità sopra descritte (Taylor e d'Este, Chang, Sohn e Jeneliu e Mattsson) analizzano la vulnerabilità sistemica della rete valutano le conseguenze indotte da una interruzione o una perturbazione su uno o più elementi della rete senza valutare la probabilità di tale interruzione. Con particolare riferimento agli eventi naturali ed antropici non intenzionali a cui le infrastrutture di trasporto sono esposte non si riscontrano in letteratura metodologie consolidate che consentano una valutazione della probabilità di interruzioni degli elementi della rete a partire dall'analisi della pericolosità e le relative conseguenze.

Un approccio in tal senso si riscontra negli studi di D'Andrea e Cafiso (Cafiso et alii 2004; Cafiso et alii 2005; D'Andrea et alii 2005; D'Andrea and Condorelli 2006) propongono una valutazione della vulnerabilità strutturale dell'infrastruttura di trasporto con riferimento al rischio sismico. Gli eventi sismici possono provocare conseguenze catastrofiche sia direttamente sulle popolazioni sia indirettamente attraverso il danneggiamento dei sistemi di lifelines che sono alla base delle società moderne. Esistono in letterature metodologie più o meno consolidate per la valutazione del rischio sismico degli edifici ma come evidenziano gli autori una valutazione del rischio sismico non può prescindere dall'analisi delle condizioni delle infrastrutture di trasporto (autostrade, strade, ferrovie ecc.) sia per l'esposizione diretta della popolazione che giornalmente utilizza tali strutture sia per quanto riguarda gli aspetti della gestione dell'emergenza post sisma. La metodologia proposta dagli autori per la valutazione del rischio sismico delle infrastrutture stradali si articola secondo i seguenti punti:

- Studio della pericolosità sismica del sito in relazione agli eventi accaduti e alle caratteristiche geologiche e tettoniche del territorio
- Analisi dell'esposizione diretta legata alla probabilità di presenza di utenti delle strade nelle varie parti della rete direttamente esposte all'evento sismico
- Analisi dell'esposizione indiretta relativa alla distribuzione della popolazione servita dalle infrastrutture alla quale deve essere garantita l'accessibilità post-terremoto
- La valutazione della vulnerabilità funzionale rispetto alla potenziale sostituibilità di tratti danneggiati considerando la configurazione della rete e le caratteristiche geometriche
- La valutazione della vulnerabilità strutturale del tratto correlato alle caratteristiche (strutturali, meccaniche, tecnologiche, Ecc.) dei differenti elementi che lo costituiscono (Ponti, argini, trincee, gallerie).

La vulnerabilità totale per i singoli tratti è calcolata attraverso la seguente formula: $V_t = V_s \times (G \times R_e)$ in cui V_s rappresenta la Vulnerabilità strutturale della tratta in esame, mentre G è un fattore funzionale che tiene conto della geometria della strada, R_e è un fattore funzionale che tiene conto delle possibili alternative offerte dalla rete alla tratta in esame. Il rischio sismico della tratta in esame può quindi essere espresso con la formula $R = H \times E \times V_t$ dove H è l'indicatore del pericolo

sisma e E l'indicatore di esposizione. La metodologia è stata implementata attraverso un'applicazione GIS Geographic Information System sia nel caso di rete extraurbana (Cafiso et alii 2004) che in area urbana (Cafiso et alii 2005) ed i risultati ottenuti sono rappresentati attraverso opportuni indicatori. Anche Cirianni et alii (Cirianni e Leonardi 2012; Cirianni et alii 2012) si occupano della vulnerabilità delle infrastrutture stradali ai pericoli naturali focalizzando l'attenzione sulle caratteristiche dell'infrastruttura e dell'ambiente circostante. Gli autori adottano una metodologia fuzzy per valutare la vulnerabilità di una infrastruttura al rischio frana.

El-Rashidy e Grant Muller (2014) estendendo il lavoro di Tampère et alii (2007) hanno introdotto un nuovo Indice di vulnerabilità calcolato andando a considerare alcuni attributi di vulnerabilità di un collegamento. Gli autori constatando che la maggior parte delle ricerche sulle misure di vulnerabilità e le metodologie si sono concentrate sulla valutazione dell'impatto della chiusura dei collegamenti senza far riferimento alle caratteristiche del collegamento che portano alla vulnerabilità propongono una metodologia che potrebbe essere utilizzata per misurare l'impatto degli eventi disrutivi (ad esempio eventi umani come incidenti o eventi naturali come condizioni meteorologiche avverse) e la funzionalità della rete di trasporto stradale. Secondo Srinivasan (2002), esistono diversi tipi di attributi che possono avere un effetto significativo sulla vulnerabilità dei collegamenti, che classifica in quattro categorie principali, vale a dire; caratteristiche della rete, flussi di traffico, minacce e ambiente circostante.

1.5 Analisi quantitativa del rischio (QRA)

L'analisi bibliografica sopra riportata evidenzia che nell'ambito delle infrastrutture di trasporto la ricerca scientifica sul tema della vulnerabilità si è concentrata soprattutto sulla valutazione della vulnerabilità sistemica della rete. La maggior parte delle metodologie valutano l'impatto della chiusura di un arco della rete in termini di aumento dei tempi di percorrenza o delle distanze da percorrere per raggiungere una destinazione partendo da una origine. Alcuni approcci valutano invece la vulnerabilità di alcuni elementi dell'infrastruttura a specifici fattori di pericolo quali per esempio il sisma o le frane. Sembra

manca un approccio integrato che tenga conto dei diversi fattori di pericolo a cui l'infrastruttura è esposta e che attraverso la definizione di un modello di rischio sia in grado di correlare probabilità di chiusura degli archi di una rete e relative conseguenze. L'approccio dell'analisi di rischio quale strumento di valutazione dei rischi è stato inizialmente sviluppato per

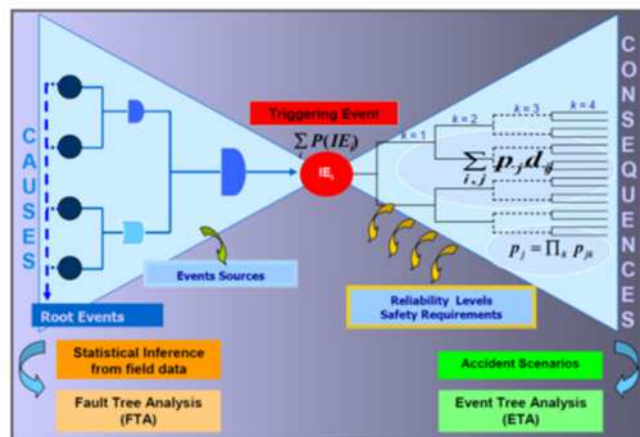


Figura 9 Bow-Tie model - Guarascio, M et alii. (2007)

studiare la sicurezza dei processi industriali potenzialmente pericolosi (Ad esempio nell'industria chimica) o in impianti industriali potenzialmente pericolosi (ad esempio centrali elettriche nucleari). Oggi l'analisi quantitativa del rischio (QRA) è un potente strumento comune in molti settori di progettazione e di funzionamento ingegneristico sia industriale che civile Guarascio et alii (2007). L'analisi quantitativa del rischio probabilistico risponde alla domanda fondamentale: "Che cosa potrebbe succedere e quali sono le conseguenze?" Le condizioni pericolose possono svilupparsi da eventi che evolvono e generano un evento critico iniziale da cui possono derivare più scenari incidentali in funzione delle caratteristiche del sistema che si analizza. La struttura logica e sequenziale degli eventi è graficamente rappresentata dal grafico riportato in figura 9 di solito denominato modello Bow-Tie. Il modello considera l'evento critico iniziale come un "punto nodale" che separa Gli eventi radice ("cause") e gli eventi di conseguenza ("effetti").

La QRA è stata adottata in Italia per l'analisi di rischio delle gallerie (Guarascio et alii, 2007) o per la valutazione di eventi catastrofici (Guarascio et alii, 2009; Cardarilli et alii, 2018). Nel caso delle infrastrutture stradali è in corso una riflessione su metodi di analisi del rischio, criteri di accettabilità e prassi di sicurezza, sollecitata da PIARC e condotta anche nell'ambito di progetti di ricerca europei (tra i quali Ecoroads) (Rossi et alii, 2016; Rossi et alii, 2018). Inoltre, oggi l'utilizzo di strumenti open source e gli open data costituiscono validi elementi di supporto e di informazione per la valutazione della vulnerabilità e del rischio (Baiocchi et alii, 2017).

L'analisi di rischio è l'attività di indagine che individua la probabilità di accadimento di incidenti precisando le probabilità di accadimento e le conseguenze dannose che possono essere generate. L'obiettivo dell'analisi di rischio è la rappresentazione formale della possibilità di danno di un sistema e la verifica documentata, motivata e giustificabile della rispondenza delle scelte di progetto agli obiettivi di rischio prefissati. Dalla definizione di rischio data nel primo paragrafo, prodotto della probabilità (o frequenza) di eventi per le conseguenze, ne deriva che l'analisi di rischio implica la definizione del gruppo completo di eventi iniziatori incompatibili oggetto dell'analisi, la valutazione della loro probabilità (o frequenza) e la determinazione delle loro conseguenze.

Ogni metodologia di analisi di rischio è composta da tecniche di analisi logico - probabilistiche e tecniche di analisi fenomenologiche. In particolare, l'analisi di rischio può essere scomposta nelle seguenti fasi:

- Individuazione degli Eventi Iniziatori. denominati anche "Top Events" o evento iniziatore, che, potenzialmente, possono causare danno. A questo scopo esistono diverse tecniche di analisi, HAZOP, FMEA, check list, albero delle cause ecc..
- Individuazione degli Scenari Incidentali. gli eventi iniziatori o incidentali identificati possono evolvere o meno verso scenari incidentali con danno e le modalità di evoluzione di un evento incidentale dipendono, in generale, dal verificarsi o meno di fenomeni fisici che possono influenzare l'evento o dall'esistenza e dal funzionamento (o malfunzionamento) di barriere mitigative (sistemi di protezione) progettate per far fronte all'evento incidentale, definendo così

lo scenario incidentale risultante. La tecnica usualmente utilizzata per identificare i possibili scenari incidentali in cui un evento incidentale può evolvere è quella dell'Albero degli Eventi.

- Valutazione della Frequenza di Accadimento degli Scenari Incidentali che viene valutata, generalmente attraverso l'identificazione della combinazione logica dei percorsi che conducono agli scenari incidentali e dalla valutazione della probabilità di intervento di ciascun sistema di sicurezza installato (in termini di affidabilità ed efficienza). Per la valutazione di tali frequenze ci si avvale di banche dati sull'affidabilità dei componenti o dei sistemi o sugli incidenti.
- Valutazione delle Conseguenze degli Scenari Incidentali. Questa attività ha lo scopo di fornire una stima del danno a persone e/o beni a seguito del verificarsi degli scenari incidentali identificati. Tale attività si può basare su dati statistici o sull'utilizzo di modelli di calcolo che simulano l'evento incidentale e dalla quale si ricava una stima del danno atteso.

Metodologie per l'individuazione dell'evento iniziatore

I metodi predittivi normalmente utilizzati per identificare i rischi connessi con anomalie impiantistiche si basano sulle tecniche denominate:

- HAZOP (Hazard & Operability Study)
- FMEA, FMECA, FMEDA (Failure Mode & Effect Analysis, or Criticality or Diagnostic)
- What If?
- Liste di controllo
- Fault Tree Analysis, FTA

HAZOP

L'analisi di operabilità (HAZOP) è stata sviluppata dall'ICI durante gli anni sessanta ed è una tecnica che si basa sull'applicazione di un esame critico, sistematico e formale degli intenti di processo e delle soluzioni ingegneristiche di un impianto per arrivare a definire i potenziali pericoli. Gli obiettivi base degli studi HAZOP sono:

- Identificare tutte le deviazioni dagli intenti di processo, le loro cause e tutti i pericoli e problemi operativi associati alle deviazioni.
- decidere se è richiesta un'azione per controllare i pericoli ed i problemi operativi ed identificare il modo in cui il problema può essere risolto.
- Identificare i casi per i quali una decisione non può essere presa immediatamente e definire le conseguenti azioni
- Assicurare che le azioni identificate siano attuate.

Normalmente, lo studio HAZOP comporta l'emissione di una bozza di rapporto che riepiloga lo studio, fornisce una lista delle raccomandazioni emerse. Lo studio viene condotto dal team leader secondo una sequenza che può essere così sintetizzata:

- Descrizione degli intenti di processo della sezione di studio individuata
- Applicazione delle parole guida ai parametri di processo

- Sviluppo della deviazione
- Esame delle possibili cause
- Esame delle conseguenze
- Considerazioni sui pericoli e sui problemi operativi
- Elencazione delle protezioni esistenti
- Individuazione delle raccomandazioni e delle azioni da intraprendere
- Registrazione della discussione e delle decisioni prese.

I risultati dell'analisi hazop possono essere utilizzati per sviluppare gli alberi logici di guasto. Al termine dello studio hazop, le raccomandazioni relative alla sicurezza, all'ambiente o a danni materiali possono essere classificate usando una valutazione del rischio di tipo qualitativo mediante l'utilizzo di indici di frequenza e di gravità. L'Indice di frequenza varia tipicamente da 1 a 6 in funzione della frequenza indicativa di accadimento (in eventi/anno), e l'appartenenza di un evento ad una delle 6 categorie viene attribuita dal team in modo qualitativo, sulla base dell'esperienza dei singoli componenti.

1. Non credibile $<10^{-6}$
2. Remoto $10^{-4} - 10^{-6}$
3. Improbabile $10^{-2} - 10^{-4}$
4. Occasionale $10^{-1} - 10^{-2}$
5. Probabile $1 - 10^{-1}$
6. Frequente >1

L'Indice di gravità è relativo alle conseguenze (relative alla sicurezza, infortuni o fatalità, a danni ambientali, a danni all'impianto, a mancata produzione ecc.) di un evento ad esempio si possono definire 4 livelli di gravità con i relativi campi di appartenenza:

1. Minore $<30 \text{ mm€}$
2. Marginale $30 \text{ mm€} - 300 \text{ mm€}$
3. Critico $300 \text{ mm€} - 3000 \text{ mm€}$
4. Catastrofico $> 3000 \text{ mm€}$

L'Indice di rischio è ottenuto dalla combinazione dei due indici sopradescritti in forma matriciale con una suddivisione in indice tollerabile, non tollerabile, critico. Questa classificazione serve a dare un'ordine di priorità alle azioni da intraprendere, facendo prevalere quelle che consentono di abbassare l'indice di rischio a livelli quantomeno tollerabili.

FMEA, FMECA, FMEDA

Le tecniche FMEA (Failure Mode and Effect Analysis) ed la FMEA/FMECA (Criticality) FMEDA (Diagnostic) considerano i vari componenti dell'impianto, i loro modi di avaria, le conseguenze dei vari modi di avaria e la loro importanza ai fini della sicurezza. Sono tecniche che, analogamente all'hazop, richiedono la presenza di un team di specialisti, coordinato da un team leader. Per ciascun elemento in cui viene suddiviso l'impianto si esaminano i vari modi di avaria possibili (ad esempio,

una valvola di intercettazione può rimanere bloccata chiusa, o bloccata aperta), e per ciascuna avaria si valutano infine gli effetti, la criticità delle stesse e le possibili misure di prevenzione. La criticità misura l'importanza delle conseguenze del modo di avaria per la salute dell'uomo, per l'integrità dell'impianto e per la sua capacità produttiva; vengono individuati diversi livelli di criticità, per esempio:

- Livello 1 Nessuna conseguenza apprezzabile
- Livello 2 Lievi alterazioni nel processo produttivo, nessun rischio per il personale
- Livello 3 Significativa alterazione nel processo produttivo, rischio per il personale, necessità di blocco della produzione
- Livello 4 Grave rischio per il personale e per l'impianto, situazione di emergenza.

La tecnica FMEA è analoga alla tecnica HAZOP e a differenza della tecnica HAZOP che focalizza l'attenzione sui parametri di processo, ipotizza uno scostamento, identifica le cause e valuta le conseguenze, la tecnica FMEA focalizza l'attenzione sui componenti dell'impianto, ipotizza un'avaria e valuta le conseguenze dell'avaria. A differenza della tecnica hazop, la FMEA/FMEC(Criticality)A /FMED(Diagnostic)A sono particolarmente adatte allo studio di sistemi meccanici o comunque di sistemi nei quali siano preponderanti gli aspetti legati alle deviazioni dei parametri di processo. La tecnica è frequentemente applicata nelle analisi del rischio economico di un sistema (es. analisi di disponibilità) o nelle analisi di affidabilità di sistemi meccanici, elettrici e strumentali.

What if... ?

La tecnica what if persegue gli stessi obiettivi delle tecniche HAZOP ed FMEA, ma è strutturata meno rigorosamente. Il concetto dell'analisi WHAT IF ...? è quello di condurre una valutazione sistematica del processo produttivo, ponendosi domande che iniziano con la frase "COSA SUCCEDE SE...?", secondo un approccio di tipo "Brainstorming".

Liste di controllo

Le liste di controllo (Check list), sono costituite da elenchi di domande relative a disfunzioni tipiche dell'impianto in esame o ad aspetti importanti per la sicurezza. Tali liste consentono di verificare la rispondenza ad un protocollo di riferimento e sono usate come strumento di audit tecniche e/o gestionali. Lo scopo delle stesse è quello di fornire un supporto documentato e registrato in grado di assicurare che tutti gli elementi previsti siano considerati. Le Liste di controllo trovano ampia applicazione in attività dove vi sono operazioni standardizzabili.

Fault Tree Analysis, FTA

La tecnica dell'Albero dei Guasti (Fault Tree Analysis, FTA) è una delle tecniche più comunemente adottate nelle Analisi di Rischio per il calcolo della frequenza attesa di un evento (definito comunemente 'Top Event') e consente di analizzare sistemi anche complessi per calcolarne la frequenza di incidente o la inaffidabilità. L'albero dei guasti è una tecnica deduttiva che analizza il

sistema per determinare le cause dell'evento stesso, fornendo una rappresentazione grafica delle relazioni logiche fra gli eventi di guasto (guasti di componenti elementari) e il Top Event. L'albero dei guasti può essere applicato al calcolo probabilistico nella ipotesi che tutti gli eventi siano stocasticamente indipendenti (ovvero che lo stato di guasto o di funzionamento di un componente non influenzi la probabilità di guasto di altri elementi del sistema). Per costruire l'albero dei guasti si parte dall'evento che si vuole analizzare, e si individuano tutte le cause possibili a livelli successivi di approfondimento della analisi.

Individuazione degli Scenari Incidentali – metodo dell'albero degli eventi

L'utilizzo degli alberi di guasto è spesso legato all'utilizzo degli alberi degli eventi che presentano una tipica struttura ad albero, come quella esemplificata nella figura 10, in cui, a partire da un evento iniziatore vengono rappresentate le possibili sequenze di propagazione o di arresto dell'incidente.

L'analisi con albero degli eventi è usualmente condotta ad un livello più generale sul sistema in esame rispetto all'albero di guasto. Partendo dall'evento iniziatore, si considerano gli effetti positivi e negativi che i vari sistemi di sicurezza generano individuando così i possibili scenari e le conseguenze dell'evento considerato al variare del modo di comportarsi del sistema. I principali passi da seguire

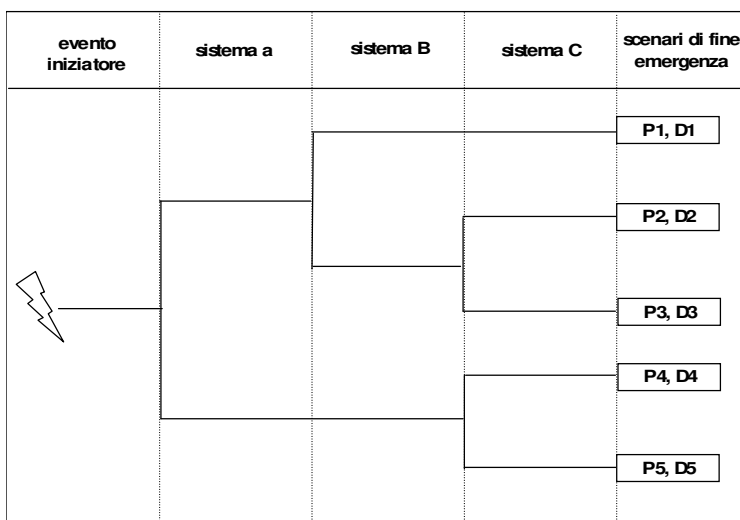


Figura 10 Albero degli eventi

nell'applicazione dell'analisi con albero degli eventi sono:

- identificazione dell'evento iniziatore
- identificazione dei sistemi di sicurezza progettati
- costruzione dell'albero degli eventi.
- descrizione delle sequenze di propagazione dell'incidente assegnando ad ogni ramo dell'albero le probabilità di accadimento

Se per semplicità consideriamo un comportamento binario (si, no) del sistema, avremo uno sdoppiamento di ciascun ramo in due:

- il primo relativo al buon funzionamento di sicurezza;
- il secondo relativo invece al cattivo funzionamento dello stesso.

Se per una colonna il relativo sistema di sicurezza non ha influenza alcuna sul propagarsi dell'incidente non vi è ramificazione in tale colonna.

Valutazione del rischio

L'utilizzo nella procedura di analisi di rischio della tecnica dell'albero degli eventi porta come detto nel paragrafo precedente a scenari di fine emergenza ognuno caratterizzato in termini di probabilità di accadimento e conseguenze. La probabilità di accadimento sarà stimata a partire dai dati di affidabilità ed efficienza del sistema di sicurezza considerato o a partire da dati statistici mentre le conseguenze del i-esimo scenario incidentale potranno essere determinate o attraverso l'analisi di dati statistici o attraverso l'utilizzo di modelli di simulazione che siano rappresentativi dello scenario reale e che permettano di riprodurre le condizioni di un possibile scenario incidentale.

Individuati gli scenari possibili, che rappresentano un gruppo di eventi finali incompatibili cioè la somma delle probabilità associate agli scenari di fine emergenza sarà pari a 1, si può passare alla valutazione del rischio così come definito nel primo capitolo (rischio individuale e rischio sociale). Il rischio individuale può essere calcolato stimando il numero di vittime atteso per lo scenario incidentale considerato. Il rischio sociale può essere calcolato andando a costruire sul piano F-N la curva cumulata complementare che rappresenta graficamente le informazioni sulla frequenza degli incidenti mortali in un sistema e la distribuzione degli infortuni mortali in tali incidenti.

Le curve rappresentano su scala bilogaritmica la funzione:

$$1 - F_N(x) = P(N \geq x) = \int_x^{\infty} f_N(x) dx$$

dove $F_N(x)$ è la funzione distribuzione di probabilità del numero di vittime per anno e la $f_N(x)$ è la funzione densità di probabilità del numero di vittime per anno. La differenza fra la frequenza degli incidenti con N o più infortuni mortali, $F(N)$ e quella con N + 1 o più, $F(N + 1)$, è esattamente la frequenza degli incidenti con gli infortuni mortali pari a N usualmente indicata con lettera minuscola $f(N)$. Il valore di $F(1)$ è la frequenza degli incidenti con 1 o più infortunio mortale, o in altre parole rappresenta la frequenza generale degli incidenti mortali e quindi l'intercetta della curva con l'asse verticale. Possiamo scrivere la $f(N)$ come $F(1) * p(N)$ dove la $p(N)$ è la probabilità che un incidente ha esattamente N infortuni mortali.

Criteri di accettabilità

La valutazione del rischio comporta la definizione di criteri e livelli di accettabilità del rischio. L'accettabilità può essere legata alle possibili conseguenze degli eventi indesiderati sull'uomo, sull'ambiente o sul bene (sistema, infrastruttura, ecc) oggetto dell'analisi.

In campo internazionale, non esiste uniformità di approccio alla definizione di criteri di accettabilità del rischio e tali criteri riflettono l'importanza che viene posta sulle problematiche di sicurezza e considerazioni di carattere economico e sociale in relazione alla realtà in cui il bene oggetto dell'analisi è collocato. L'Health and Safety Committee inglese alla fine degli anni 80 introdusse il concetto di ALARP in cui sono individuate le seguenti tre aree distinte:

- Area del rischio "non accettabile", situazione non giustificabile in nessun caso.
- Area del rischio "accettabile", situazione in cui non sono necessarie ulteriori indagini ed azioni in quanto il valore è da ritenersi accettabile.
- Area "ALARP" (As Low As Reasonably Practicable). Situazione in cui è necessario svolgere ulteriori indagini e individuare azioni di prevenzione o di mitigazione al fine di ridurre, per quanto ragionevolmente praticabile, il valore del rischio. In tal caso è necessaria un'analisi costi/benefici che faccia ritenere tollerabile il rischio solamente se si dimostra che il costo associato ad una sua ulteriore riduzione è superiore ai benefici attesi.

L'HSC suggeriva inoltre, di assumere quale livello di rischio individuale "accettabile" il valore 10^{-6} /anno ed i valori 10^{-3} /anno e 10^{-4} /anno quale livello di rischio individuale "non accettabile", rispettivamente, per gli operatori dell'attività in esame e per la popolazione. Il rischio sociale viene generalmente rappresentato sul piano F-N (figura 11) dove F rappresenta la frequenza degli eventi a cui sono associati un numero di vittime maggiore od uguale ad N.

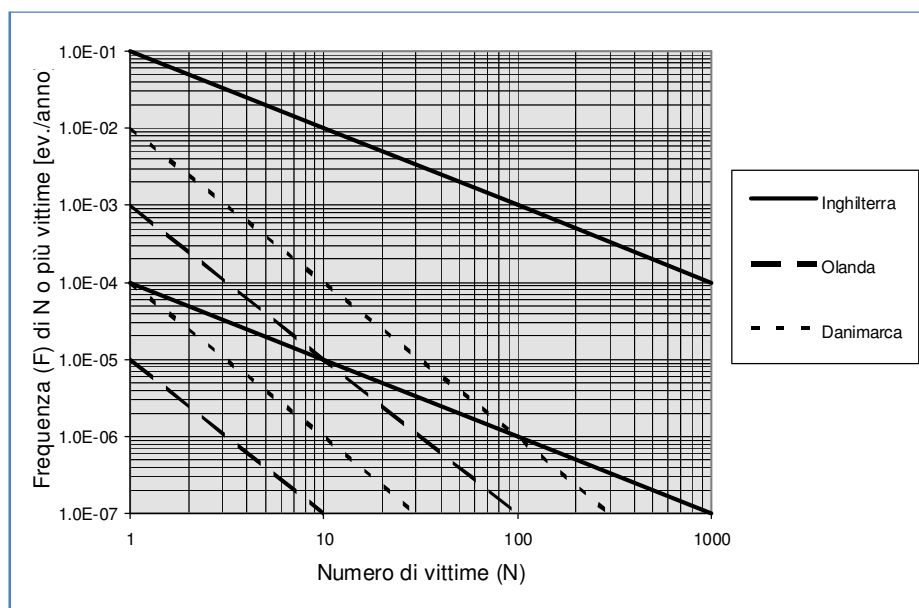


Figura 11 Piano F-N per la rappresentazione del rischio sociale

1.6 Definizione dei concetti di disponibilità o indisponibilità dell'arco stradale

Come già detto nel paragrafo precedente una perturbazione può comportare una riduzione della funzionalità dell'infrastruttura stradale o la completa inutilizzabilità di un arco stradale che comporterà quindi una redistribuzione del traffico all'interno della rete. Tali indisponibilità hanno un effetto ben diverso se si guarda al breve termine o al lungo termine, ovvero se si considera l'arco temporale immediatamente successivo ad un evento catastrofico che richiede un intervento immediato dei soccorsi proprio attraverso l'utilizzo dell'infrastruttura stradale o l'arco temporale necessario per ristabilire le condizioni di funzionalità.

Per un'analisi a breve termine è fondamentale conoscere quali archi della rete saranno disponibili a seguito di un evento catastrofico al fine di individuare una rete "strategica" per la programmazione e gestione dei soccorsi. Al fine di individuare quali siano all'interno della rete gli archi con una maggiore probabilità di disponibilità è necessario condurre un'analisi affidabilistica dei singoli archi in modo tale da individuare quali archi della rete siano meno vulnerabili ai pericoli naturali ed antropici.

L'affidabilità ("reliability") si propone di descrivere e misurare la "capacità" di funzionamento di dispositivi o sistemi di produzione. Per ogni dato sistema, tale misura serve a quantificare il grado di "fiducia" che possiamo avere nel verificarsi del buon funzionamento del sistema, inteso come assolvimento degli obiettivi per i quali il sistema stesso è progettato e costruito. Poiché le prestazioni di ogni sistema tendono inevitabilmente a degradare nel tempo, è opportuno che l'affidabilità di un sistema sia definita come la misura della sua attitudine a fornire nel tempo una prestazione soddisfacente. Tale misura non è altro che un valore numerico, espresso su una scala di numeri reali tra 0 e 1, perché è definito in termini di probabilità. La definizione più completa è quella che indica l'affidabilità di un elemento/sistema come la probabilità che l'elemento/sistema eseguirà una specifica funzione: sotto specifiche condizioni operative ed ambientali; ad un dato istante e/o per un prefissato intervallo di tempo. L'affidabilità è una probabilità: non è una grandezza deterministica, che può essere determinata con formule analitiche, ma una variabile aleatoria, il cui valore può essere previsto solo attraverso considerazioni di tipo probabilistico. Con il termine guasto ("failure") indichiamo invece la cessazione dell'attitudine di un dispositivo ad adempiere alla funzione richiesta, ovvero una variazione delle prestazioni del dispositivo che lo renda inservibile per l'uso al quale esso è destinato. La definizione di affidabilità è legata quindi alla specifica funzione che il sistema deve compiere ed alle condizioni operative nelle quali esso si trova. Occorre definire quindi l'intento progettuale del sistema e chiedersi: qual è la funzione che il sistema deve effettivamente svolgere? quali sono i valori limite delle condizioni operative ed ambientali sotto le quali il sistema deve funzionare correttamente? in quale istante o intervallo di tempo il sistema deve funzionare? in quale modo le tecniche di diagnostica e manutenzione influenzano l'operatività del sistema? (ad es. per un motore è importante il tipo di servizio per cui è richiesto, ad es. S1 = continuo, S2 = di durata limitata, S3 = intermittente periodico, ecc.). L'analisi di affidabilità è stata adottata in modo consolidato in quelle tipologie impiantistiche che utilizzano sostanze pericolose (impianti soggetti a "rischio di incidente rilevante", come ad es. le raffinerie, che possono coinvolgere anche aree adiacenti agli stabilimenti produttivi) per valutare la probabilità che il guasto di un componente o di un sistema possa determinare una sequenza incidentale con gravi conseguenze sull'incolumità delle persone. Anche in impianti che non sono soggetti a rischio di incidente rilevante, viene sempre più adottata l'analisi di affidabilità per i benefici effetti che può apportare sulla sicurezza, per esempio per garantire l'incolumità del personale addetto allo svolgimento di operazioni critiche (sostanze

pericolose o macchine particolari) o per valutare l'affidabilità delle procedure operative normali e di quelle di emergenza.

Nel presente lavoro si vuole adottare l'analisi affidabilistica per valutare la probabilità di disponibilità o indisponibilità dei singoli archi di una rete infrastrutturale al fine di individuare sia gli archi deboli della rete sia il percorso a maggiore affidabilità per poi effettuare analisi trasportistiche ed analizzare i possibili scenari emergenziali. L'arco si intenderà disponibile in tutti quei casi in cui i danneggiamenti subiti dai singoli elementi che costituiscono l'infrastruttura stradale sono tali da non comprometterne l'utilizzabilità completa o anche parziale. L'arco si intenderà indisponibile nel caso in cui almeno uno dei singoli elementi subisce un danneggiamento tale da renderlo inutilizzabile, compromettendo di conseguenza l'utilizzabilità dell'intero arco.

2 Modello di rischio per l'infrastruttura stradale

2.1 Descrizione del modello

La QRA sembra essere lo strumento che consente di approcciare in maniera integrata il tema della vulnerabilità delle infrastrutture stradali. Il lavoro di ricerca mira proprio a definire attraverso l'utilizzo della Quantitative Risk Analysis un modello di rischio integrato in cui la vulnerabilità è definita come legame funzionale tra sollecitazione e risposta in termini di disponibilità del sistema. In tal modo si possono mettere in relazione eventi naturali o antropici interferenti con l'infrastruttura, caratteristiche dell'infrastruttura e livello funzionale dell'infrastruttura a seguito di un dato evento. Lo schema logico del modello di rischio proposto è riportato nella figura 12.

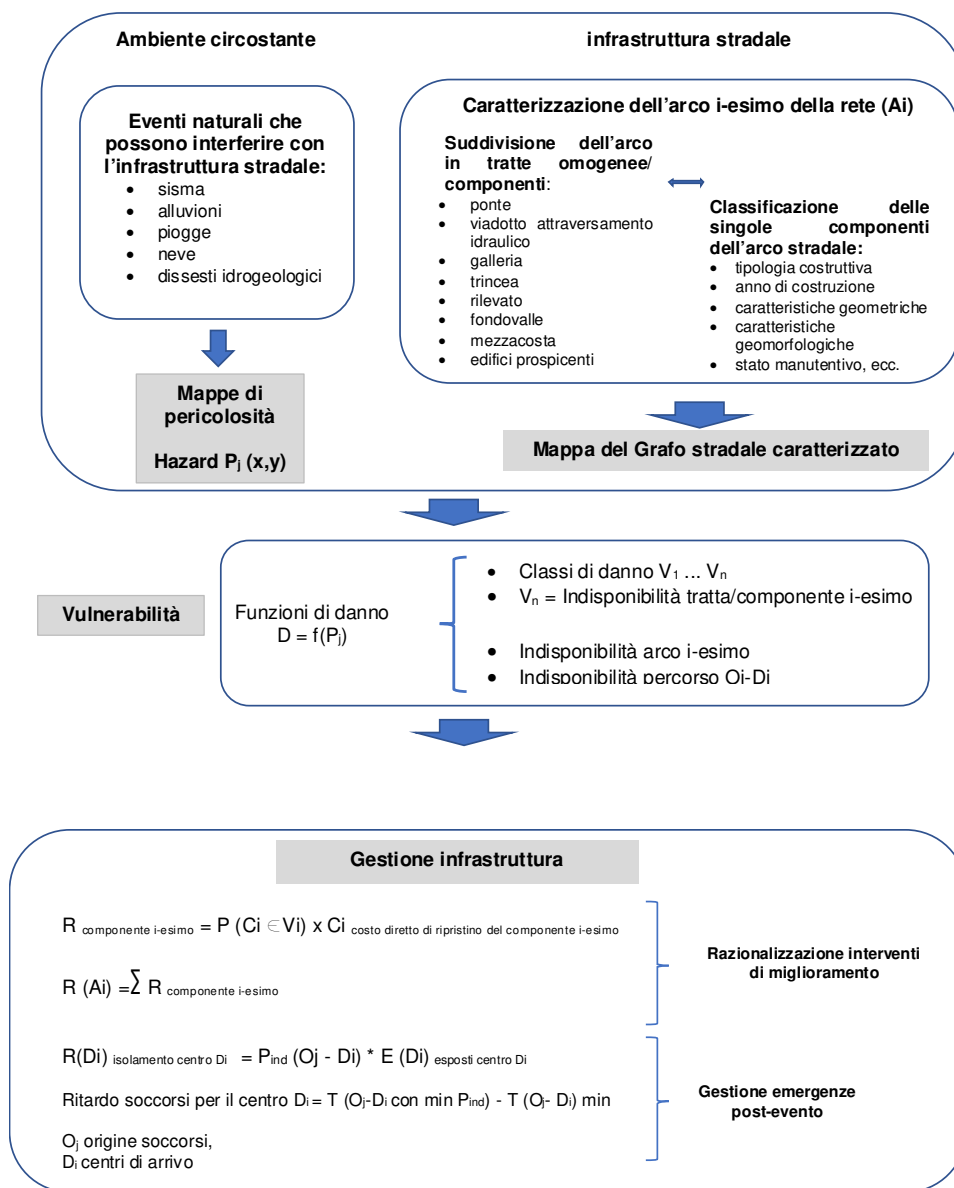


Figura 12 Schema logico modello integrato

L'implementazione del modello richiede:

- L'analisi dei fattori di pericolo a cui l'infrastruttura è esposta e quantificazione delle probabilità di accadimento dei possibili eventi iniziatori;
- La caratterizzazione dell'infrastruttura per l'individuazione di tratte e/o componenti a comportamento omogeneo;
- La definizione di funzioni di danno, per ogni elemento dell'infrastruttura, rispetto ai fattori di pericolo, che consentano di calcolare i livelli di danno in funzione dell'entità della sollecitazione;
- La definizione di indicatori di rischio quantitativi per confrontare i diversi archi dell'infrastruttura stradale;
- L'implementazione di modelli di analisi dei flussi di traffico in condizioni degradate per la verifica degli scenari post evento catastrofico;

Il modello di rischio consente di stimare per ogni arco un indicatore relativo alla probabilità di disponibilità o indisponibilità dell'arco stradale che può essere utilizzato come dato di input per le analisi trasportistiche in condizioni di traffico normale o degradato. Attraverso la probabilità di disponibilità o indisponibilità dell'arco è possibile correlare i fattori di pericolo e le caratteristiche dell'infrastruttura ai possibili scenari emergenziali. La realizzazione e l'implementazione del modello richiede un approccio multidisciplinare al fine di poter integrare le metodologie già sviluppate nei singoli settori dell'ingegneria: aspetti strutturali, idraulici, geotecnici, trasportistici ecc. Il modello può essere aggiornato mano a mano che si affinano e si migliorano le metodologie di analisi e valutazione nei vari settori di studio.

2.2 Infrastruttura stradale

Il sistema globale di infrastrutture stradali può essere schematizzato come un insieme integrato di reti distinte, ciascuna delle quali costituita da un insieme di elementi componenti che si identificano con le strade (archi), collegate da un sistema di interconnessioni (nodi). Le strade vengono classificate in base ad alcuni fattori fondamentali: tipo di movimento servito (di transito, di distribuzione, di penetrazione, di accesso); entità dello spostamento (distanza mediamente percorsa dai veicoli); funzione assunta nel contesto territoriale attraversato (collegamento nazionale, interregionale, provinciale, locale); componenti di traffico e relative categorie (veicoli leggeri, veicoli pesanti, motoveicoli, pedoni, ecc.).

2.2.1 Livelli di rete

Il DM 5 marzo 2001 individua nel sistema globale delle infrastrutture stradali i seguenti quattro livelli di rete ai quali corrispondono ben definiti funzioni:

- a) rete primaria (di transito, scorrimento)
- b) rete principale (di distribuzione)
- c) rete secondaria

d) rete locale (di accesso)

Individuata la classe funzionale di ciascuna delle reti stradali formanti il sistema globale, è possibile individuare gli elementi componenti della stessa, cioè le strade, definendo per essi le caratteristiche d'uso e di collocazione più idonea. In linea teorica, la funzione principale assegnata alla singola strada deve coincidere con quella propria della rete di appartenenza. Il codice della strada classifica le strade riguardo alle loro caratteristiche costruttive, tecniche e funzionali, nei seguenti tipi:

- A - Autostrade (extraurbane ed urbane)
- B - Strade extraurbane principali
- C - Strade extraurbane secondarie
- D - Strade urbane di scorrimento
- E - Strade urbane di quartiere
- F - Strade locali (extraurbane ed urbane).

Ogni categoria presenta una sezione stradale ottenuta dalla composizione degli spazi stradali definiti, per ogni categoria di traffico. Il numero di elementi e la loro dimensione sono funzione rispettivamente della domanda di trasporto e della velocità di progetto. Per ogni tipo di strada si possono pertanto avere diversi tipi di sezione, in relazione all'ambito territoriale e all'utenza prevista.

2.2.2 Elementi dell'infrastruttura stradale

Definite le dimensioni della piattaforma stradale, le stesse devono essere mantenute invariate lungo tutto il tracciato della strada che nell'attraversare un determinato territorio sarà composta, nell'estensione longitudinale, da diversi elementi a seconda che si sviluppi in sede naturale (rilevati, trincee, ecc) o in sede artificiale (galleria, sottopasso, ponte, viadotto ecc.). Detti elementi di cui si compone la strada nel senso longitudinale possono presentare una diversa vulnerabilità ai rischi naturali e antropici a cui sono esposti.

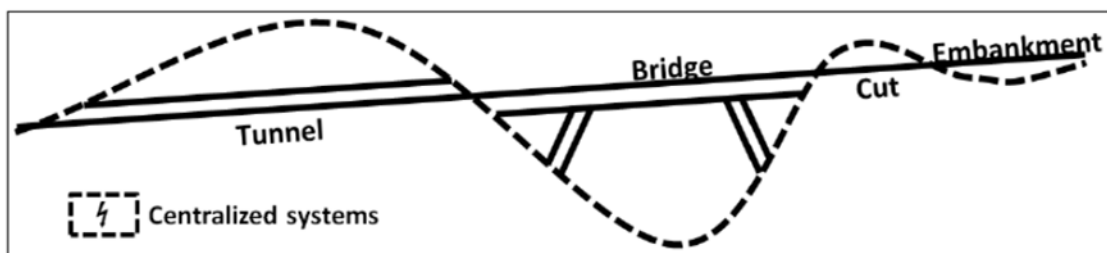


Figura 13 Principali elementi dell'infrastruttura stradale

2.3 Fattori di pericolo

Le infrastrutture di trasporto rispondono alla domanda di mobilità delle persone e delle merci che nelle diverse aree di un territorio avviene per mezzo di itinerari (successioni di archi e nodi). In particolare le strade devono consentire una mobilità il più possibile "diffusa", ossia permettere di

raggiungere tutte le zone, anche le più remote, che costituiscono, anche solo potenzialmente, luoghi di "generazione" o di "attrazione" del traffico. Pertanto le infrastrutture stradali proprio per la capillarità che devono possedere, attraversano territori alquanto diversificati e possono essere soggette a differenti fattori di pericolo che possono interferire con la normale funzionalità della strada. Nell'ambito del progetto All Train finanziato dalla Commissione europea è stata redatta una linea guida ai pericoli delle infrastrutture di trasporto. L'obiettivo principale del progetto AllTrain è stato quello di sviluppare una guida, che prendesse in considerazione tutti i pericoli che possono interferire con le Infrastrutture di trasporto terrestre, da usare per la gestione della sicurezza delle infrastrutture, secondo un approccio olistico di valutazione del rischio. La guida analizza i pericoli sia di natura intenzionale che legati ad eventi naturali e come questi interferiscono con gli elementi che compongono le infrastrutture di trasporto (ponti, gallerie, rilevati, trincee e sistemi centralizzati). Nell'ambito del progetto è stata sviluppata una procedura di valutazione qualitativa della vulnerabilità dei vari elementi dell'infrastruttura di trasporto, rispetto ad una serie di pericoli, che fornisce consigli operativi per la gestione dei singoli pericoli. Tale valutazione non fornisce però indicatori quantitativi della vulnerabilità. Obiettivo di un modello di analisi di rischio quantitativo è proprio la misurazione con indicatori del livello di rischio. Ciò richiede l'individuazione dei fattori di pericolo e la loro caratterizzazione in termini di eventi iniziatori e scenari di fine emergenza.

2.3.1 Classificazione dei fattori di pericolo

I fattori di pericolo rappresentanti gli eventi iniziatori di una sequenza di possibili circostanze che possono portare ad eventi incidentali interferenti con l'infrastruttura possono essere suddivisi in:

- Fattori naturali, associati all'ambiente naturale del sito in cui è costruita l'infrastruttura, comprese le caratteristiche dell'ambiente naturale in cui si trova l'infrastruttura, quali ad esempio caratteristiche topografiche, geologiche e meteorologiche del sito.
- Fattori di tipo antropico associati alle attività dell'uomo nell'intorno dell'infrastruttura stradale.
- Fattori legati al traffico.

I fattori di pericoli in determinate condizioni possono dar luogo ad eventi incidentali che interferiscono con l'infrastruttura determinandone un blocco locale che si ripercuote su un singolo arco o o blocchi generalizzati che si ripercuotono su più archi contemporaneamente. I blocchi sugli archi comportano quindi la non utilizzabilità di porzione dell'infrastruttura per un periodo di tempo che può variare da poche ore a diversi giorni. Individuati e classificati i fattori di pericolo è necessario definire la probabilità di accadimento dell'evento iniziatore e le possibili conseguenze sulla base delle caratteristiche dell'opera e delle condizioni al contorno.

2.3.2 Eventi iniziatori e scenari incidentali

I fattori di pericolo sopra definiti possono dar vita ad una sequenza di eventi a catena che possono portare a diversi scenari emergenziali finali. E' evidente che gli scenari emergenziali, a

parità di evento iniziatore, dipendono fortemente dalle caratteristiche dell'infrastruttura intese come le particolarità strutturali, geometriche, tecnologiche, ecc. A parità di sollecitazione e quindi a parità di pericolosità gli effetti possono essere estremamente differenti sia che si considerino i diversi elementi che compongono l'infrastruttura stradale (viadotto, rilevato, galleria, trincea) sia se si considerano le caratteristiche dell'arco stradale composto da diversi elementi. Tale concetto può essere ben rappresentato attraverso la tecnica dell'albero degli eventi come riportato in maniera esemplificativa nella figura 14.

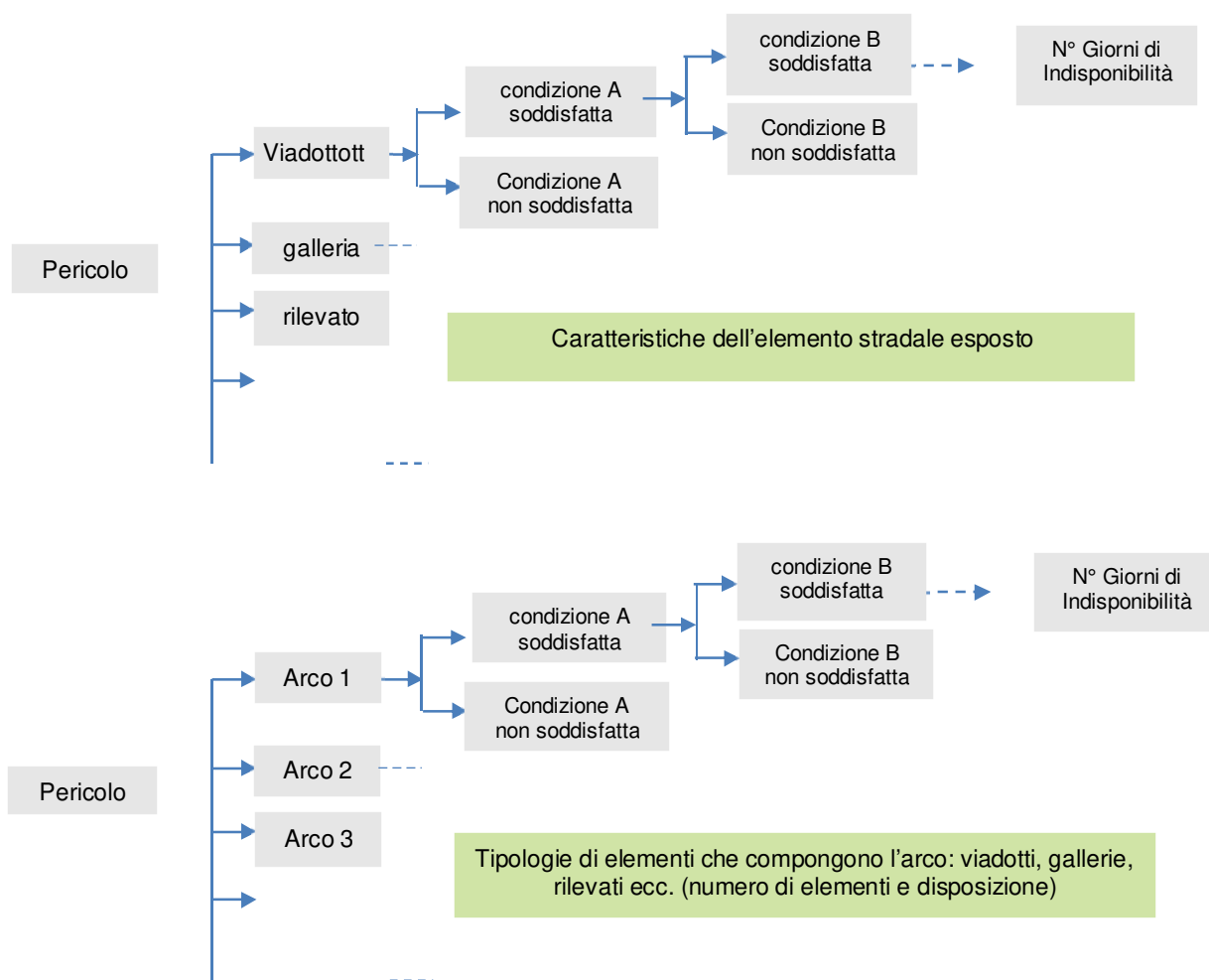


Figura 14 a) Albero degli eventi riferito al singolo elemento stradale b) Albero degli eventi riferito all'arco stradale

L'albero degli eventi di figura 14 a) esemplifica gli scenari che possono verificarsi in termini di indisponibilità e/o tempo di indisponibilità del singolo elemento a seguito di una sollecitazione, mentre l'albero in figura 15 b) esemplifica gli scenari che possono generarsi sul singolo arco composto da più elementi più o meno vulnerabili alla sollecitazione. Nel primo caso lo scenario di fine ramo è influenzato soltanto dalla vulnerabilità del singolo elemento al particolare fattore di rischio considerato mentre nel secondo caso lo scenario dipende dalla composizione dell'arco. Nel breve termine l'effetto potrebbe essere lo stesso in quanto la indisponibilità di un solo elemento determina

il fuori servizio dell'intero arco mentre nel caso del lungo termine le conseguenze sono molto differenti in quanto i tempi di ripristino dipendono dalla configurazione dell'arco. Ad esempio nel caso di arco che presenta un susseguirsi di viadotti e gallerie con scarsa possibilità di accessi intermedi, le attività di ripristino devono essere eseguite in serie con un tempo complessivo che è dato dalla somma dei tempi di ripristino delle singole opere. Per il breve termine inoltre è necessario distinguere tra diverse tipologie di indisponibilità in quanto una indisponibilità sanabile in un tempo dell'ordine di qualche ora rende l'arco stradale potenzialmente utilizzabile per le operazioni emergenziali mentre una indisponibilità sanabile in un tempo dell'ordine di qualche giorno non è più compatibile con la gestione dell'emergenza. Nella tabella 1 vengono riportati gli eventi iniziatori, suddivisi nelle tre macrocategorie sopra riportate, e gli scenari incidentali che ne possono derivare con riferimento all'indisponibilità dell'infrastruttura stradale che può riferirsi ad elementi puntuali o a porzioni più o meno estese dell'infrastruttura stessa.

Evento iniziatore	Indisponibilità puntuali	Indisponibilità generalizzate
1) Fattori di tipo naturali		
Terremoti		○
Incendi	○	
Piogge (Frane, Alluvioni)	○	○
Neve, ghiaccio (blocchi, valanghe)	○	○
Vento	○	
2) Fattori di tipo antropico		
Eventi non intenzionali (incidenti su attività vicine all'infrastruttura)	○	
Eventi intenzionali (Sabotaggio, atto terroristico)	○	○
3) Fattori legati al traffico		
Eventi incidentali catastrofici Incendio in galleria, sversamenti, esplosioni	○	

Tabella 1 Eventi iniziatori e scenari incidentali

2.4 Funzioni di danno

Per valutare la vulnerabilità del singolo arco stradale che compone la rete stradale, è necessario valutare le conseguenze indotte dai fattori di pericolo su ciascun elemento dell'infrastruttura. Ogni elemento dell'infrastruttura stradale presenta una diversa propensione a subire un danneggiamento, in riferimento al singolo fattore di pericolo considerato e in funzione delle caratteristiche costruttive, tecniche e funzionali dell'elemento stesso. Se ci riferiamo alla disponibilità o indisponibilità della strada i fattori di pericolo sopra elencati possono provocare in linea generale due tipologie di scenari:

- **Ostruzione:** presenza fisica di ostacoli nella sezione del traffico. Esempi: nevicate, blocchi rocciosi e frane, incidente veicolare, macerie, allagamento, ecc. A seconda del tipo di ostacolo la circolazione del traffico può essere interrotta per un periodo più o meno lungo.

- **Danneggiamento strutturale:** gli elementi strutturali che compongono l'infrastruttura stradale possono danneggiarsi a seguito di una sollecitazione, (per esempio sollecitazione sismica) a tal punto da non essere più funzionali al traffico veicolare, come per esempio formazioni di crepe o gradini sulla piattaforma stradale, crollo o cedimento di opere di sostegno, crollo o cedimento di un ponte o di una galleria. A seconda del tipo di danneggiamento subito la circolazione del traffico può essere interrotta per un periodo più o meno lungo.

La prima tipologia di eventi comportano un tempo di fuori servizio con una interruzione totale o parziale del traffico attraverso l'elemento ostruito. Questa tipologia di eventi possono portare all'interruzione di uno o più archi della rete. A seconda della genesi dell'evento le ostruzioni possono coinvolgere una porzione di rete più o meno estesa. Nel caso di un incidente ad esempio l'interruzione sarà limitata all'arco su cui è localizzato l'incidente stesso. Se invece prendiamo ad esempio ostruzioni derivanti da frane o macerie generatesi a seguito di eventi sismici tali ostruzioni possono coinvolgere più archi della rete contemporaneamente e ciò può mandare in crisi grandi porzioni di territorio. Per ostruzioni che occupano un singolo arco si può ragionevolmente ipotizzare una redistribuzione del traffico all'interno della rete stessa anche se con un aumento di tempo e costi. Per ostruzioni multiple si possono avere invece ampie zone di territorio isolate con l'impossibilità di una redistribuzione del traffico all'interno della rete. La seconda tipologia di evento oltre a provocare una interruzione del servizio generalmente di durata maggiore rispetto alla prima tipologia, richiedono operazioni di riparazione del danno o sostituzione dell'elemento danneggiato che, comportano un maggior tempo di ripristino per la piena funzionalità della strada. Si possono anche verificare scenari in cui si hanno contemporaneamente eventi di ostruzione ed eventi di danneggiamento degli elementi che compongono l'infrastruttura stradale tali da creare ampie zone isolate.

Nel breve termine per esempio se guardiamo all'orizzonte temporale della gestione dell'emergenza potrebbe essere sufficiente avere l'informazione relativa alla disponibilità o indisponibilità dei singoli archi stradali per individuare i percorsi che potranno essere utilizzati dalle squadre di soccorso. Per il breve termine è necessario quindi individuare delle funzioni di danno che creano un legame tra la sollecitazione attesa e la probabilità annua di interruzione dell'arco stradale. Ovviamente per poter definire un legame funzionale tra sollecitazione e probabilità di interruzione dell'arco stradale è necessario esaminare per ogni tipo di sollecitazione il comportamento dell'elemento dell'infrastruttura. Per esempio, se consideriamo le piogge, dobbiamo esaminare come tale evento iniziatore può portare ad eventi incidentali quali, ad esempio, frane di tipo colate o scorrimenti rotazionali, che possono creare ostruzioni o danneggiamenti strutturali. Se consideriamo il sisma, dobbiamo esaminare come l'azione sismica interferisce con i diversi elementi della strada. Nel lungo termine è importante comprendere anche i tempi di ripristino dei singoli archi stradali al fine di comprendere quale potrebbe essere il tempo necessario per il ripristino della normalità su tutta la rete. Anche per questo secondo scopo è necessario individuare funzioni di danno che

forniscono una indicazione sul livello di danneggiamento dell'elemento stradale al quale può essere associato un tempo di ripristino del singolo elemento e di conseguenza dell'intero arco stradale.

Tra fattori di rischio naturali quelli che maggiormente preoccupano per l'impatto negativo su una rete infrastrutturale sono gli eventi sismici. La fragilità di un sistema strutturale all'azione sismica viene comunemente valutata attraverso le curve di fragilità. Dette curve rappresentano la probabilità che il sistema raggiunga un particolare livello di danno al variare dell'intensità sismica. Tale metodologia di rappresentazione si sta diffondendo anche in altri settori dell'ingegneria e nel seguito verranno presentate ad esempio alcuni studi sulle frane. La vulnerabilità strutturale o intrinseca di un manufatto rappresenta la propensione al danneggiamento della struttura o elemento, sottoposto ad un'azione sismica che può essere discretizzata attraverso l'utilizzo di classi di danno. Lo studio della vulnerabilità del singolo elemento comporta, in linea teorica, la stima del grado di danno atteso per ogni livello d'intensità sismica. Il graduale passaggio ad un approccio di tipo prestazionale ha condotto i ricercatori ad utilizzare sempre più le curve di fragilità come strumento per descrivere le prestazioni della struttura a diversi livelli di intensità sismica (Muntasir Billah et alii 2015). Le "curve di fragilità" rappresentano infatti il modo concettualmente più chiaro, ed anche il più completo, di eseguire la stima del grado di danneggiamento in funzione dell'intensità sismica. Lo sviluppo di curve di fragilità per la valutazione del rischio sismico può essere fatta risalire al 1975, quando Whitman et alii (1975) hanno formalizzato la procedura di valutazione del rischio sismico. Successivamente, il Consiglio di tecnologia applicata (ATC) e l'Agenzia federale di gestione delle emergenze (FEMA) hanno contribuito in modo significativo allo sviluppo delle funzioni di fragilità e alla definizione delle procedure per la valutazione della vulnerabilità. Il concetto di funzione di fragilità continua è stato inizialmente presentato dalla relazione ATC 25 (ATC, 1991). Più tardi nel 1997, la Federal Emergency Management Agency (FEMA) ha introdotto la valutazione del rischio attraverso l'utilizzo di curve di fragilità nel pacchetto software, Hazard United States (HAZUS, 1997). Durante gli anni HAZUS ha subito uno sviluppo significativo e la versione più recente HAZUS-MH 4 è in grado di valutare potenziali rischi e perdite da terremoti, inondazioni e uragani. In generale una curva di fragilità di un sistema strutturale rappresenta, al variare dell'intensità sismica, la probabilità che il sistema raggiunga un particolare livello di danno. Le curve di fragilità mettono, quindi, in relazione l'intensità sismica con la probabilità di raggiungere o superare un dato livello di danno (ad esempio minore, moderato, esteso, collasso) per ciascun elemento a rischio. Il livello dell'agitazione sismica può essere quantificato utilizzando numerosi parametri sismici, quali il valore di PGA (accelerazione di picco del suolo), velocità, spostamento, accelerazione spettrale, velocità spettrale o spostamento spettrale. Le curve di fragilità sono solitamente descritte da una funzione di ripartizione lognormale.

$$P_f(ds \geq ds_i | S) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{tot}} \cdot \ln \left(\frac{S}{S_{mi}} \right) \right]$$

Dove P_f è la probabilità di raggiungere o superare un particolare stato di danno, ds , per un dato livello di intensità sismica definito dal parametro del terremoto, (S), Φ è la funzione di probabilità cumulativa standard, S_{mi} è il valore di soglia medio del parametro S richiesto per determinare lo stato

di danno i_{th} , e β_{tot} è la deviazione standard lognormale. La costruzione delle curve di fragilità secondo l'equazione sopra scritta richiede la definizione dei parametri S_{mi} e β_{tot} .

2.5 Indicatori di rischio

Per poter valutare l'impatto dei fattori di rischio in termini di disponibilità o indisponibilità o in termini di durata dell'indisponibilità è necessario definire degli indicatori quantitativi di rischio che consentano di confrontare i singoli archi stradali. Nel presente lavoro sono stati presi a riferimento due indicatori di rischio uno per il breve termine e uno per il lungo termine. Per il breve termine si considera la probabilità di interruzione dell'elemento stradale ($P_{int.}$) mentre per il lungo termine è necessario definire anche il tempo necessario per il ripristino dell'elemento danneggiato ($T_{ripr.}$). La probabilità di interruzione può essere calcolata una volta definite per ogni elemento stradale la curva di pericolosità relativa al fattore di rischio che si sta considerando e la curva di fragilità dell'elemento stradale. La prima curva lega livelli di sollecitazione alla frequenza di eccedenza annua, mentre la seconda lega l'intensità della sollecitazione considerata al livello di danneggiamento dell'elemento stradale considerato.

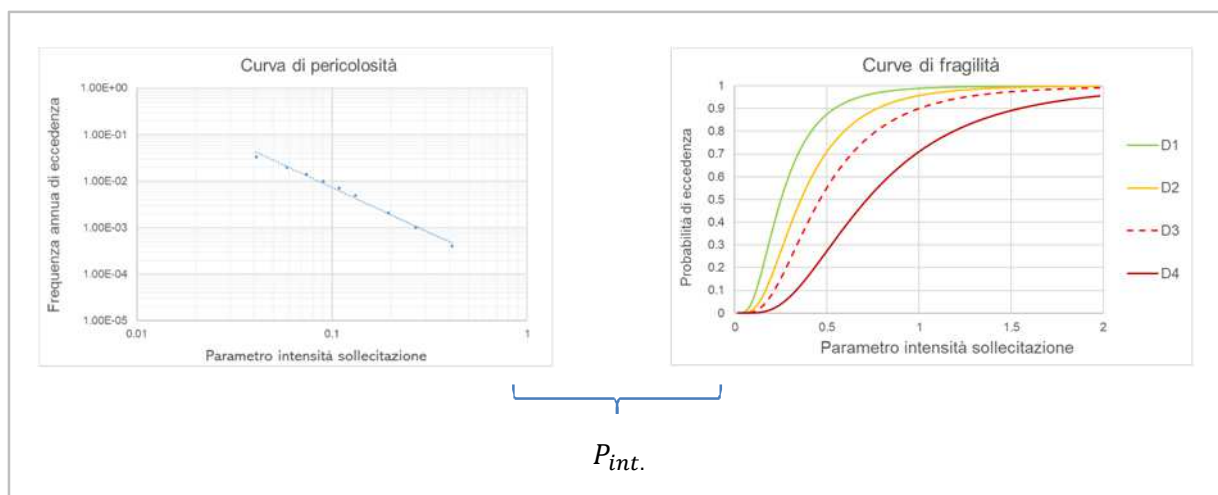


Figura 15 schema di calcolo della probabilità di interruzione dell'elemento stradale

Note le suddette curve attraverso una operazione di convoluzione si possono ottenere le probabilità di eccedenza dei diversi stati di danno. Ad ogni livello di danneggiamento può essere associata un livello di funzionalità dell'elemento stradale, strada chiusa, strada parzialmente chiusa, strada aperta. Ad esempio nell'ambito del progetto SYNER-G è stato proposto uno schema per mettere in relazione la funzionalità del singolo elemento dell'infrastruttura stradale con il livello di danneggiamento, a causa di un evento sismico, e le caratteristiche geometriche della strada stessa. La tabella 2 riassume lo schema proposto nel progetto SYNER-G in cui la funzionalità dei singoli elementi della strada viene stimato sulla base del livello di danneggiamento del singolo elemento. Vengono proposti tre livelli di funzionalità: aperto, parzialmente aperto, chiuso. Lo stato parzialmente aperto è definito in base al numero di corsie della strada non danneggiata che si basa sull'approccio

REDARS (Werner et alii 2006). Lo stato parzialmente aperto non viene applicato quando la carreggiata ha una sola corsia di traffico.

La probabilità di interruzione del singolo elemento stradale o elemento strutturale i , in un arco di tempo di riferimento T può essere definita come:

$$P_{int.} = \sum_{t:1}^T P(D \geq D^* | \text{Intensità della sollecitazione}_t)$$

dove D^* è il livello di danneggiamento che causa l'interruzione dell'elemento i .

Damage State	Bridge	Tunnel	Embankment	Trench	Abutment	Slope	Road pavement
None	o	o	o	o	o	o	o
Minor	o	o	o	o	o	o	o
Moderate	p/o	c	p/o	p/o	p/o	p/o	p/o
Extensive	c	c	p/o	p/o	c	c	c
Complete	c	c	c	c	c	c	c

o: open, p/o: partially open (not applied when the roadway has one traffic lane), c: closed

Tabella 2 Correlazione tra livelli di danneggiamento e livelli di funzionalità degli elementi dell'infrastruttura stradale - da SYNER-G deliverable D 3.7

Damage State	Number of lanes each way open to traffic after EQ			
	Pre-EQ Lanes=1	Pre-EQ Lanes=2	Pre-EQ Lanes=3	Pre-EQ Lanes=4
None	1	2	3	4
Minor	1	2	3	4
Moderate	0	1	2	3
Extensive	0	1	1	2
Complete	0	0	0	0

Tabella 3 Funzionalità degli elementi stradali in funzione delle corsie disponibili prima e dopo il sisma - SYNER-G deliverable D 3.7

Nel caso di eventi indipendenti, come possono essere considerati ad esempio eventi sismici, alluvioni, frane non indotte dal sisma, o altri eventi antropici, la probabilità di interruzione del singolo elemento stradale può essere calcolato come semplice somma delle probabilità di interruzione derivanti dai possibili scenari incidentali derivanti dai fattori di pericolo interferenti così come descritto nel capitolo 2. La probabilità di interruzione del singolo elemento stradale può quindi essere espressa con la formula:

$$P_{int.} = \sum_{i:1}^n P_{int.} | E_i)$$

Dove con E_i è stato indicato il generico evento incidentale che può provocare l'interruzione, per esempio sisma, alluvione, frana, incidente rilevante, ecc.

Una volta calcolate le probabilità di interruzione di ogni singolo elemento stradale è necessario calcolare la probabilità di interruzione dell'arco stradale che sarà composto da più elementi, ognuno

dei quali può presentare una diversa vulnerabilità ai fattori di rischio. L'insieme degli archi stradali di una rete può essere considerato un sistema complesso in cui i singoli archi costituiscono un sistema serie dei singoli elementi dell'infrastruttura (ponti, gallerie, rilevati, ecc) mentre gli archi che iniziano da un medesimo vertice e terminano in un altro vertice comune costituiscono un sistema parallelo. Possiamo definire, quindi, la probabilità di interruzione dell'arco con la seguente espressione:

$$P_{int. arco} = 1 - \prod_{i:1}^n (1 - P_{int. i})$$

Nel caso di porzioni della rete con percorsi alternativi considerando gli archi come sistema parallelo possiamo definire la probabilità di interruzione del sistema parallelo con la seguente espressione:

$$P_{int. sist. parallelo} = \prod_{i:1}^n (P_{int. i})$$

Il tempo di ripristino per ogni elemento stradale può essere calcolato facendo riferimento alle correlazioni tra livelli di danneggiamento e tempi e/o costi di ripristino del singolo elemento. Per esempio in tabella 4 sono riportati i tempi di ripristino per alcuni elementi stradali in funzione dei livelli di danneggiamento previsti nel metodo HAZUS.

Damage State	Roadways		Highway Bridges		Highway Tunnels	
	Mean (Days)	σ (days)	Mean (Days)	σ (days)	Mean (Days)	σ (days)
Slight/Minor	0.9	0.05	0.6	0.6	0.5	0.3
Moderate	2.2	1.8	2.5	2.7	2.4	2.0
Extensive	21	16	75.0	42.0	45.0	30.0
Complete			230.0	110.0	210.0	110.0

Tabella 4 Correlazioni tra livelli di danneggiamento e tempi di ripristino dell'elemento stradale (da HAZUS)

2.6 Implementazione del modello nell'area di studio in ambiente GIS

Il modello sopra descritto è stato applicato a un'area di studio situata sugli appennini del centro Italia gravemente provata dalla sequenza sismica del 2016. Il modello può tener in conto i diversi fattori di pericolo presenti nell'area di interesse, ognuno dei quali contribuisce, per la propria quota parte, al calcolo della probabilità di interruzione dei singoli archi stradali. Un approccio integrato, in cui si tiene conto di tutti i possibili eventi che possono verificarsi sulla rete oggetto di studio, consente di individuare gli archi a maggiore affidabilità e gli archi più vulnerabili, ovvero con un probabilità di interruzione maggiore. Tale informazione risulta fondamentale sia nella fase di pianificazione dei percorsi strategici, sia nella fase di pianificazione degli interventi di miglioramento o adeguamento della rete stradale, ad opera dei diversi Gestori. Nel caso delle infrastrutture stradali una particolare attenzione meritano il pericolo idrogeologico, inteso come frane e alluvioni e il

pericolo sismico, in quanto gli eventi incidentali conseguenti possono avere un maggiore impatto sulla funzionalità della rete a causa dell'estensione dell'area che può essere coinvolta. Gli eventi incidentali che possono scaturire dall'attività dell'uomo (Genova, Viareggio, Seveso, Andria) in linea generale, colpiscono aree più limitate, rispetto ad eventi sismici o eventi di frane e alluvioni, che magari non impattano sulla gestione emergenziale, ma possono avere conseguenze dirette catastrofiche sulle vite umane e altrettanto conseguenze devastanti sulle attività che necessitano dell'arco danneggiato. In tale contesto nel presente lavoro di tesi sono stati esaminati i modelli utilizzabili per lo sviluppo del metodo proposto per il rischio idrogeologico e per il rischio sismico, e come caso di studio è stato affrontato il solo rischio sismico applicato ad un'area del centro Italia. Tale scelta è stata dettata dall'opportunità di poter analizzare i dati delle criticità registrate sulla infrastruttura stradale e messi a disposizione dal Soggetto Attuatore di Protezione Civile come meglio descritto nel seguito. La disponibilità di tali dati ha consentito di poter verificare l'applicabilità di alcuni modelli di fragilità presenti in letteratura attraverso back analysis al fine di utilizzarli per l'implementazione del modello proposto. Ovviamente così facendo i risultati ottenuti vanno considerati per il solo rischio sismico ma gli stessi possono essere integrati in qualsiasi momento con le analisi degli altri fattori di pericolo presenti nell'area di studio. Va comunque considerato che nel caso specifico di studio il pericolo sismico è sicuramente il fattore predominante, in quanto l'area appenninica è altamente sismica. In detta area come si può anche vedere dalle mosaichature prodotte da ISPRA e illustrate nei successivi paragrafi risulta poco rilevante il pericolo alluvione ed il pericolo da frana di natura non sismoindotte. Inoltre nell'area di studio non sono presenti attività industriali a rischio rilevante.

L'implementazione del modello di rischio sopra descritto richiede l'acquisizione e l'elaborazione delle informazioni relative alla pericolosità dell'area oggetto di studio nonché delle caratteristiche dell'infrastruttura stradale oggetto di analisi. Pertanto risulta indispensabile avvalersi di strumenti GIS che consentono di poter gestire in modo georiferito una grande quantità di dati. In particolare per il lavoro di dottorato è stato utilizzato il software open source QGIS e sono state condotte le fasi di operative qui sintetizzate e meglio dettagliate nel seguito:

1. acquisizione delle informazioni territoriali relative ai fattori di rischio naturali e antropici presenti da portali internet che mettono a disposizione dette informazioni in formato vettoriale o raster (carte tecniche regionali, carte geologiche, carta dell'uso del suolo, mappe del rischio idrogeologico, ecc);
2. acquisizione della rete stradale dell'area di interesse acquisita attraverso prodotti commerciali o prodotti open source quali ad esempio le mappe di OpenStreetMap® i cui dati sono distribuiti con licenza Open Data Commons Open Database License (ODbL) dalla OpenStreetMap Foundation (OSMF). Nel progetto è stato utilizzato un grafo stradale scaricato dal sito tedesco www.geofabrik.de che mette a disposizione quotidianamente la banca data del grafo OpenStreetMap®. I dati del grafo stradale sono stati integrati con altre

informazioni necessarie alla caratterizzazione dei singoli elementi che compongono l'infrastruttura stradale per l'implementazione della metodologia di analisi sopra descritta;

3. Dalle diverse mappe acquisite al punto 1 è possibile realizzare le mappe dei diversi fattori di pericolo di interesse per l'infrastruttura stradale. Tali mappe devono poter consentire di definire la curva di pericolosità, per ogni elemento elementare in cui viene suddivisa l'infrastruttura stradale. Nel progetto di ricerca, come già detto, è stato preso in esame il solo pericolo sismico, pertanto, acquisite le mappe di pericolosità sismica messe a disposizione dall'INGV per diversi tempi di ritorno, sulle stesse sono state eseguite una serie di elaborazioni per definire le curve di pericolosità sismica per ogni elemento stradale;
4. Dalla mappa della rete stradale integrata si devono individuare le tratte elementari con caratteristiche omogenee e costruire, quindi, la curva di fragilità dell'elemento per ogni fattore di pericolo. Nel progetto di ricerca sono state definite le curve di fragilità delle opere d'arte maggiori e del corpo stradale in funzione dell'accelerazione sismica ed in funzione degli spostamenti permanenti indotti dal sisma;
5. Acquisite le informazioni per la costruzione delle curve di pericolosità e delle curve di fragilità per ogni elemento dell'infrastruttura si possono elaborare gli indicatori di rischio sopra definiti attraverso l'utilizzo di fogli di calcolo. In particolare come meglio descritto nel capitolo 6 è stata calcolata la probabilità di interruzione dei singoli elementi stradali e quindi di alcuni archi stradali;
6. Elaborati gli indicatori di rischio si possono utilizzare i dati per realizzare mappe dell'intera rete stradale oggetto di studio.

3 Rischio idrogeologico

3.1 Frane e alluvioni

Il dissesto idrogeologico costituisce un tema di particolare rilevanza per l'Italia a causa degli impatti sulla popolazione, sulle infrastrutture lineari di comunicazione e sul tessuto economico e produttivo. Il forte incremento delle aree urbanizzate, verificatosi a partire dal secondo dopoguerra, spesso in assenza di una corretta pianificazione territoriale, ha portato a un considerevole aumento degli elementi esposti a frane e alluvioni e quindi del rischio. Le superfici artificiali sono passate infatti dal 2,7% negli anni '50 al 7,65% del 2017. L'abbandono delle aree rurali montane e collinari ha inoltre determinato un mancato presidio e manutenzione del territorio. Un quadro aggiornato sulla pericolosità per frane e alluvioni del territorio nazionale è stato redatto dall'ISPRA del Rapporto sul dissesto idrogeologico in Italia edizione 2018 elaborato sulla base dei dati forniti dalle Autorità di Bacino Distrettuali. Purtoppo da detto quadro si evince come l'Italia è uno dei paesi europei maggiormente interessati da fenomeni franosi anche tenuto conto che il 75% del territorio nazionale è montano-collinare. Il Rapporto Dissesto Idrogeologico ISPRA 2018, evidenzia che delle circa 900.000 frane censite nelle banche dati dei paesi europei (Herrera et alii, 2018), quasi i 2/3 sono contenute nell'Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia (Progetto IFFI) realizzato dall'ISPRA e dalle Regioni e Province Autonome. Il 28% delle frane italiane sono fenomeni a cinematiso rapido (crolli, colate rapide di fango e detrito), caratterizzati da velocità elevate, fino ad alcuni metri al secondo, e da elevata distruttività, spesso con gravi conseguenze in termini di perdita di vite umane, come ad esempio in Versilia (1996), a Sarno e Quindici (1998), in Piemonte e Valle d'Aosta (2000), in Val Canale - Friuli Venezia Giulia (2003), a Messina (2009), a Borca di Cadore (2009), in Val di Vara, Cinque Terre e Lunigiana (2011), in Alta Val d'Isarco (2012) e a San Vito di Cadore (BL) (2015). Altre tipologie di movimento (es. colate lente, frane complesse), caratterizzate da velocità moderate o lente, possono causare ingenti danni a centri abitati e infrastrutture lineari di comunicazione, come ad esempio a Cavallerizzo di Cerzeto (CS) nel 2005, a San Fratello (ME) e a Montaguto (AV) nel 2010 e a Capriglio di Tizzano Val Parma (PR) nel marzo-aprile 2013). Archiviare le informazioni sui fenomeni franosi è un'attività strategica (Trigila A., Iadanza C., 2015) tenuto conto che gran parte delle frane si riattivano nel tempo, anche dopo lunghi periodi di quiescenza di durata pluriennale o plurisecolare (es. frana di Corniglio, PR, 1902, 1994-2000). Dal 2005 è possibile consultare online le informazioni sulle frane attraverso il Servizio di cartografia online del progetto IFFI. L'Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia - Progetto IFFI (figura 16 a), censisce le frane verificatesi sul territorio nazionale secondo modalità standardizzate e condivise ed è la banca dati sulle frane più completa e di dettaglio esistente in Italia, per la scala della cartografia adottata (1:10.000) e per il numero di parametri ad esse associati (<http://www.progettoiffi.isprambiente.it>). Le frane censite nell'Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia sono 620.808 e interessano un'area di 23.700 km², pari al 7,9% del territorio nazionale (Rapporto ISPRA 2018). L'Inventario dei fenomeni franosi in Italia riveste grande

importanza considerato che viene utilizzato come strumento tecnico di base per l'aggiornamento delle aree a pericolosità e rischio di frana dei Piani di assetto idrogeologico (Pai), la progettazione preliminare di reti infrastrutturali, la programmazione di interventi di difesa del suolo, la gestione delle emergenze idrogeologiche e la redazione dei Piani di emergenza di protezione civile. Un quadro complessivo sulla distribuzione delle frane in Italia può essere ricavato dall'indice di franosità elaborato da ISPRA nel suddetto rapporto (figura 16b), definito come rapporto tra l'area in frana e la superficie totale e calcolato su maglia di lato 1 km. Dall'analisi delle frane risulta che le principali cause di innesco di tali fenomeni sono le precipitazioni brevi e intense, quelle persistenti e i terremoti.

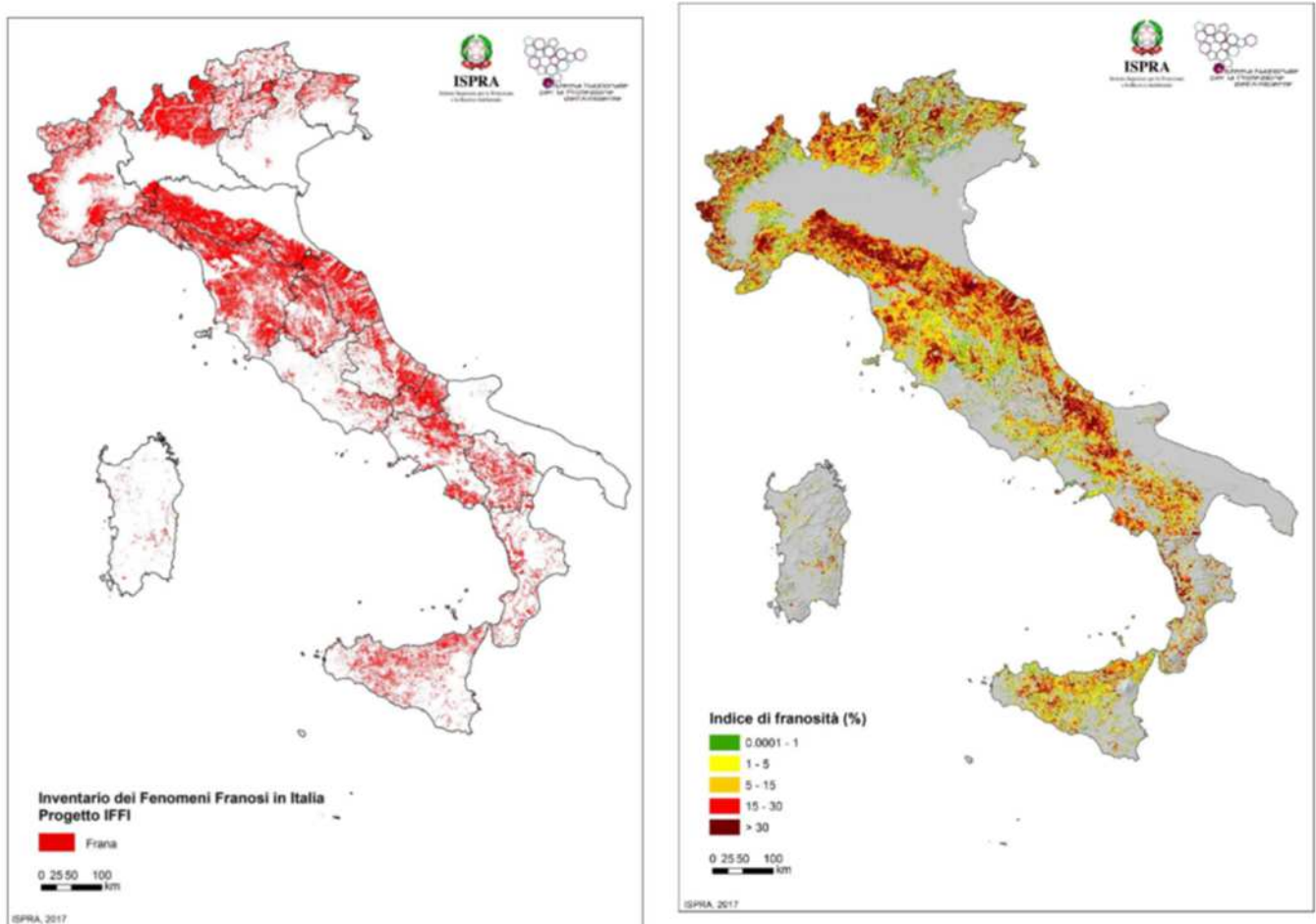


Figura 16 a) Distribuzione delle frane sul territorio nazionale - Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia b) Densità di frane (area in frana/area cella) su maglia di lato 1 km (Rapporto ISPRA 2018)

Oltre alle frane in Italia si verificano le alluvioni che spesso causano un ingente numero di morti e feriti. Fra il 1915 e il 2014 in Italia si sono verificati almeno 972 eventi di inondazioni che hanno prodotto 4521 vittime (2560 morti e dispersi e 1961 feriti) in 663 comuni e almeno 1319 eventi di frana che hanno prodotto 7424 vittime (4820 morti e dispersi, 2604 feriti) in 803 comuni (Guzzetti, F 2015). Tra gli eventi alluvionali purtroppo sono rimasti nella memoria comune, per aspetti diversi: l'alluvione del 1951 nel Polesine, l'alluvione che colpì Firenze nel 1966, l'evento di Soverato del 2000, le alluvioni del Tanaro nel 1994 e del Po nel 2000 con le migliaia di sfollati e le immagini di strade interrotte, ponti crollati, abitazioni e aziende sommerse l'evento del 18-19 novembre 2013

che ha interessato Olbia. Inoltre ci sono aree in cui gli eventi si ripetono più frequentemente quali per esempio Messina, Genova, Le Cinque Terre, la Lunigiana, la Val di Vara, Massa Carrara.

Fatta eccezione per il Regio Decreto n. 3267 del 30 dicembre 1923, focalizzato sul vincolo idrogeologico, il legislatore italiano fino al 1989 non ha promulgato norme che imponessero di considerare i fenomeni di origine naturale, quali frane e alluvioni, nella pianificazione territoriale e urbanistica. La Legge n. 183 del 18 maggio 1989, ispirata ai risultati della Commissione De Marchi, è infatti la prima norma organica per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo che individua il bacino idrografico come base territoriale di riferimento per la protezione idrogeologica e le Autorità di bacino quali istituzioni responsabili della predisposizione del Piano di Bacino. Quest'ultimo è uno strumento fondamentale per la pianificazione territoriale e per la programmazione di opere di sistemazione ed è sovraordinato agli altri piani di livello regionale, provinciale e locale.

Tuttavia fino all'evento catastrofico di Sarno del 5 maggio 1998, la Legge 183/89 non ha avuto piena attuazione, con pochi Piani stralcio adottati. Dopo l'emanazione del Decreto Legge n. 180 dell'11 giugno 1998, convertito nella L. 267/1998, è stato dato un impulso all'individuazione, perimetrazione e classificazione delle aree a pericolosità e rischio idrogeologico per frane e alluvioni, all'adozione dei Piani stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI) e delle misure di salvaguardia con vincoli e regolamentazioni d'uso del territorio. Successivamente la legge 183/89 è stata abrogata e in parte integrata nel D.Lgs. 152/2006. I PAI, redatti secondo i criteri riportati nell'Atto di indirizzo e coordinamento (DPCM del 29/09/1998), sono strumenti dinamici che negli anni sono stati oggetto di integrazioni e modifiche da parte delle Autorità di Bacino (ora Autorità di Bacino Distrettuali), a seguito di nuovi studi e indagini, nuovi eventi idrogeologici, al completamento di interventi strutturali di mitigazione del rischio o su richiesta degli Enti locali. Le aree a pericolosità da frana dei Piani di Assetto Idrogeologico includono, oltre alle frane già verificatesi, anche le zone di possibile evoluzione dei fenomeni e le zone potenzialmente suscettibili a nuovi fenomeni franosi e costituiscono uno strumento fondamentale per una corretta pianificazione territoriale attraverso l'applicazione di vincoli e regolamentazioni d'uso del territorio.

Sotto la spinta del clima emotivo e del quadro di cospicui danni provocati da una serie di eventi alluvionali catastrofici, in particolare quelli dell'agosto 2002 (Dresda e Praga), viene promulgata in Europa la direttiva 2007/60/CE del Parlamento Europeo e del Consiglio del 23 ottobre 2007 relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni (cd direttiva Alluvioni - Floods Directive – FD) che si pone l'obiettivo di istituire un quadro per i provvedimenti volti a ridurre i rischi di danni provocati dalle alluvioni. La direttiva 2007/60 vuole creare un quadro di riferimento omogeneo a scala europea per la gestione dei fenomeni alluvionali e si pone l'obiettivo di ridurre i rischi delle conseguenze negative derivanti dalle alluvioni soprattutto per la vita e la salute umana, l'ambiente, il patrimonio culturale, l'attività economica e le infrastrutture. La direttiva sottolinea come sebbene le alluvioni siano fenomeni naturali impossibili da prevenire, alcune attività antropiche, quali la crescita degli insediamenti umani, l'incremento delle attività economiche, la riduzione della naturale capacità

di laminazione del suolo per la progressiva impermeabilizzazione delle superfici e la sottrazione di aree di naturale espansione delle piene, contribuiscano ad aumentare la probabilità di accadimento delle alluvioni e ad aggravarne le conseguenze. D'altra parte le caratteristiche morfologiche del territorio nazionale, in cui spazi e distanze concessi al reticolo idrografico dai rilievi montuosi e dal mare, sono per lo più assai modesti, lo rendono particolarmente esposto ad eventi alluvionali, noti come piene repentine o flash floods, innescati spesso da fenomeni meteorologici brevi e intensi. Eventi come quello di Soverato o come quelli più recenti di Genova sono esempi tipici di piene con caratteristiche di questo tipo. Studi effettuati nell'ultimo decennio (Drobinski et alii, 2018; Marchi et alii, 2010) evidenziano un aumento della frequenza di tali eventi per l'effetto combinato di variazioni climatiche significative, che alterano il regime termo-pluviometrico e del sempre crescente consumo di suolo, che accentua il carattere impulsivo della conseguente risposta al suolo in termini di deflussi (ISPRA, 2018). Pur trattando si eventi imprevedibili si possono individuare aree a pericolosità potenziale a causa delle caratteristiche morfologiche e dell'uso del suolo.

La direttiva è stata recepita nell'ordinamento italiano con il decreto legislativo 23 febbraio 2010 n. 49 (e smi) che conferma, nello spirito della norma madre europea, la scansione delle attività in tre fasi, successive e tra loro concatenate, privilegiando un approccio di pianificazione a lungo termine:

- fase 1: valutazione preliminare del rischio di alluvioni (da effettuarsi entro il 22 settembre 2011)
- fase 2: elaborazione delle mappe della pericolosità e del rischio di alluvione (entro il 22 dicembre 2013)
- fase 3: predisposizione dei piani di gestione del rischio di alluvioni (entro il 22 dicembre 2015).

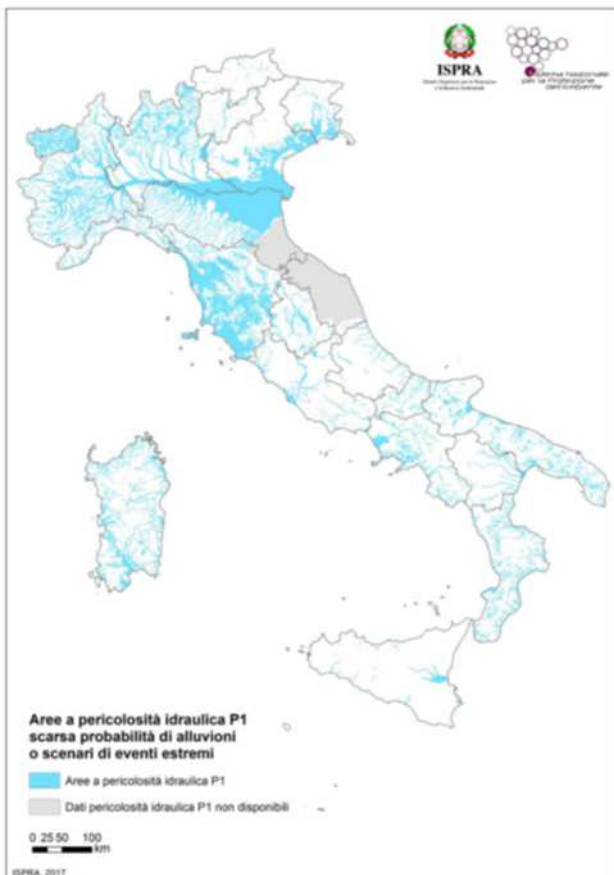
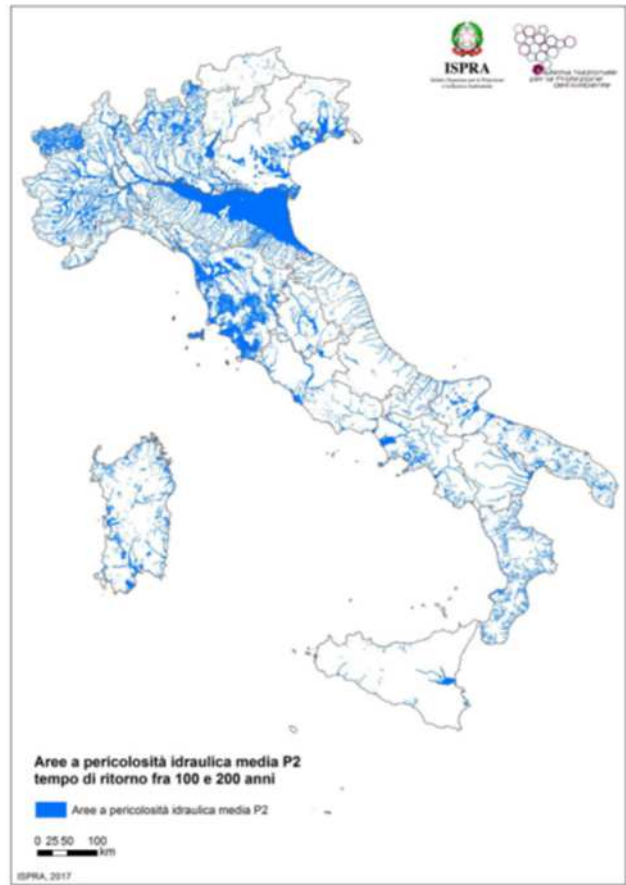
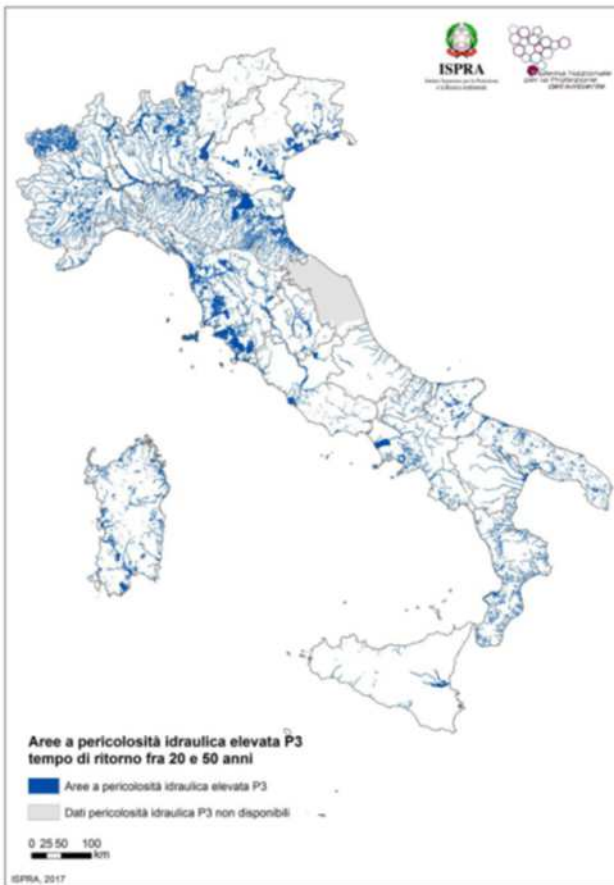
La normativa prevede, inoltre che gli elementi di cui al piano di gestione del rischio di alluvioni (fase 1, 2 e 3) siano riesaminati periodicamente e, se del caso, aggiornati, anche tenendo conto delle probabili ripercussioni dei cambiamenti climatici sul verificarsi delle alluvioni.

Vera novità del complesso impianto normativo è il piano di gestione del rischio di alluvioni, che contiene il quadro conoscitivo costituito dalle mappe di pericolosità e di rischio di alluvioni a scala di bacino, e riassume in sé tutti gli aspetti della gestione del rischio, in particolare:

- la prevenzione
- la protezione e la preparazione all'evento
- le misure post-evento.

3.2 Mosaicatura della pericolosità idraulica – ISPRA

La Direttiva Alluvioni, recepita nell'ordinamento legislativo nazionale dal D.Lgs. 49/2010, è nata con lo scopo di istituire un quadro di riferimento per la valutazione e la gestione dei rischi di alluvioni, volto alla riduzione delle potenziali conseguenze negative su: (i) salute umana, (ii) attività economiche, (iii) ambiente, (iv) patrimonio culturale. L'art. 6 della Direttiva richiede che siano redatte, per le aree a rischio potenziale significativo, mappe di pericolosità e del rischio di alluvioni, redatte nella scala più appropriata a tali aree. L'ISPRA, al fine di aggiornare la mappa della pericolosità idraulica sull'intero territorio nazionale, ha proceduto nel 2017 alla nuova Mosaicatura nazionale



*Figura 17 a) Aree a pericolosità idraulica elevata P3
b) Aree a pericolosità idraulica media P2 c) Aree a
pericolosità idraulica bassa P1 - Mosaicatura ISPRA 2017*

(v. 4.0 - Dicembre 2017) delle aree a pericolosità idraulica, perimetrare dalle Autorità di Bacino Distrettuali. La mosaicatura di pericolosità (figura 17) è stata realizzata secondo i tre scenari del D. Lgs. 49/2010: elevata probabilità con tempo di ritorno fra 20 e 50 anni (alluvioni frequenti), media probabilità con tempo di ritorno fra 100 e 200 anni (alluvioni poco frequenti) e bassa probabilità (scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi). Secondo la mosaicatura ISPRA le aree a pericolosità idraulica elevata in Italia sono pari a 12.405 km² (4,1% del territorio nazionale), le aree a pericolosità media ammontano a 25.398 km² (8,4%), quelle a pericolosità bassa (scenario massimo atteso) a 32.961 km² (10,9%).

3.3 Mosaicatura della pericolosità da frana - ISPRA

L'ISPRA, ha redatto e aggiorna periodicamente la mappa della pericolosità da frana sull'intero territorio nazionale e nel 2017 ha proceduto alla nuova Mosaicatura nazionale (v. 3.0 - Dicembre 2017) delle aree a pericolosità dei Piani di Assetto Idrogeologico – PAI (figura 18).

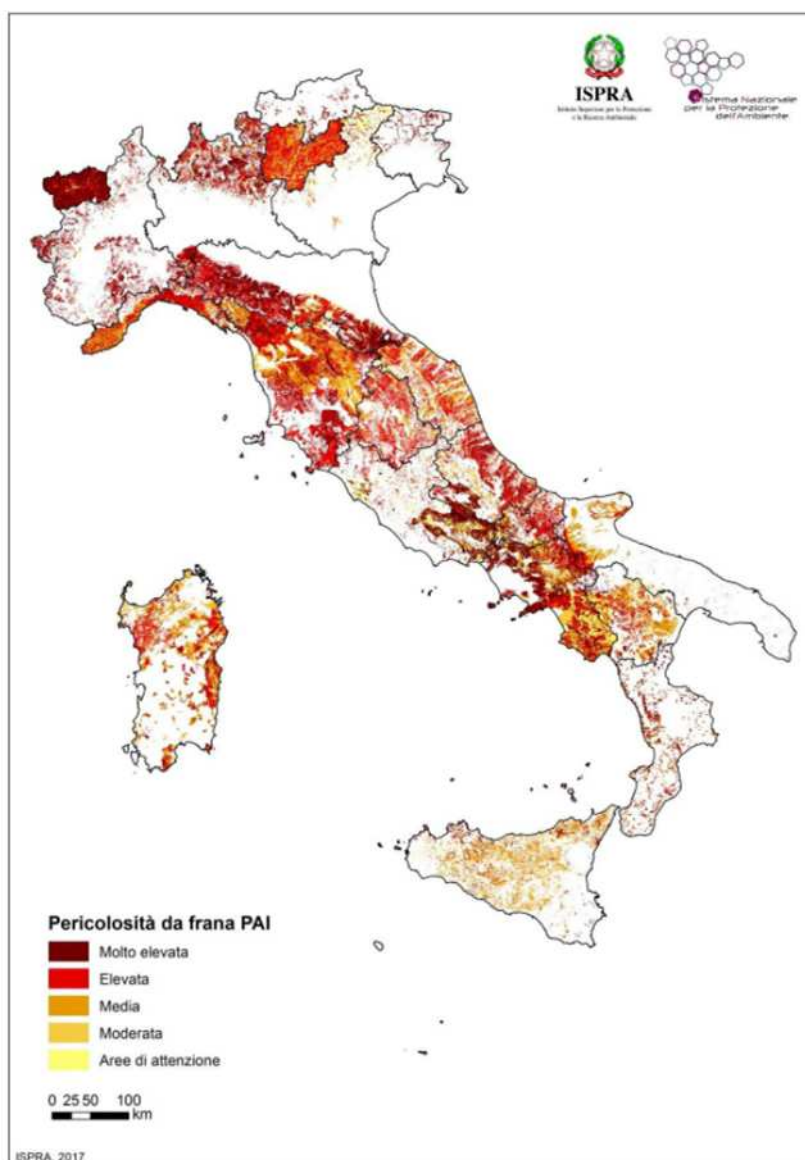


Figura 18 Aree a pericolosità da frana PAI – Mosaicatura ISPRA 2017

ISPRA, ha acquisito i dati dalle Autorità di bacino, li ha analizzati e omogenizzati utilizzando una classificazione della pericolosità per l'intero territorio nazionale suddivisa in 5 classi: pericolosità molto elevata P4, elevata P3, media P2, moderata P1 e aree di attenzione AA (figura 19), tenendo conto dell'Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2, del decreto-legge 11 giugno 1998, n. 180 (DPCM 29 Settembre 1998) (Trigila et alii, 2015). Ha quindi provveduto ad elaborare una mosaicatura dell'intero territorio nazionale riproiettando i dati su un unico sistema di riferimento ovvero il WGS84 UTM fuso 32. Dal rapporto ISPRA si evince che la superficie complessiva, in Italia, delle aree a pericolosità da frana PAI e delle aree di attenzione è pari a 59.981 km² (19,9% del territorio nazionale). La superficie delle aree a pericolosità da frana molto elevata è pari a 9.153 km² (3%), quella a pericolosità elevata è pari a 16.257 km² (5,4%), a pericolosità media a 13.836 km² (4,6%), a pericolosità moderata a 13.953 km² (4,6%) e quella delle aree di attenzione è pari a 6.782 km² (2,2%). Relativamente alle Norme di attuazione dei PAI, a seconda della classificazione sono vigenti alcune limitazione nell'utilizzo delle aree.

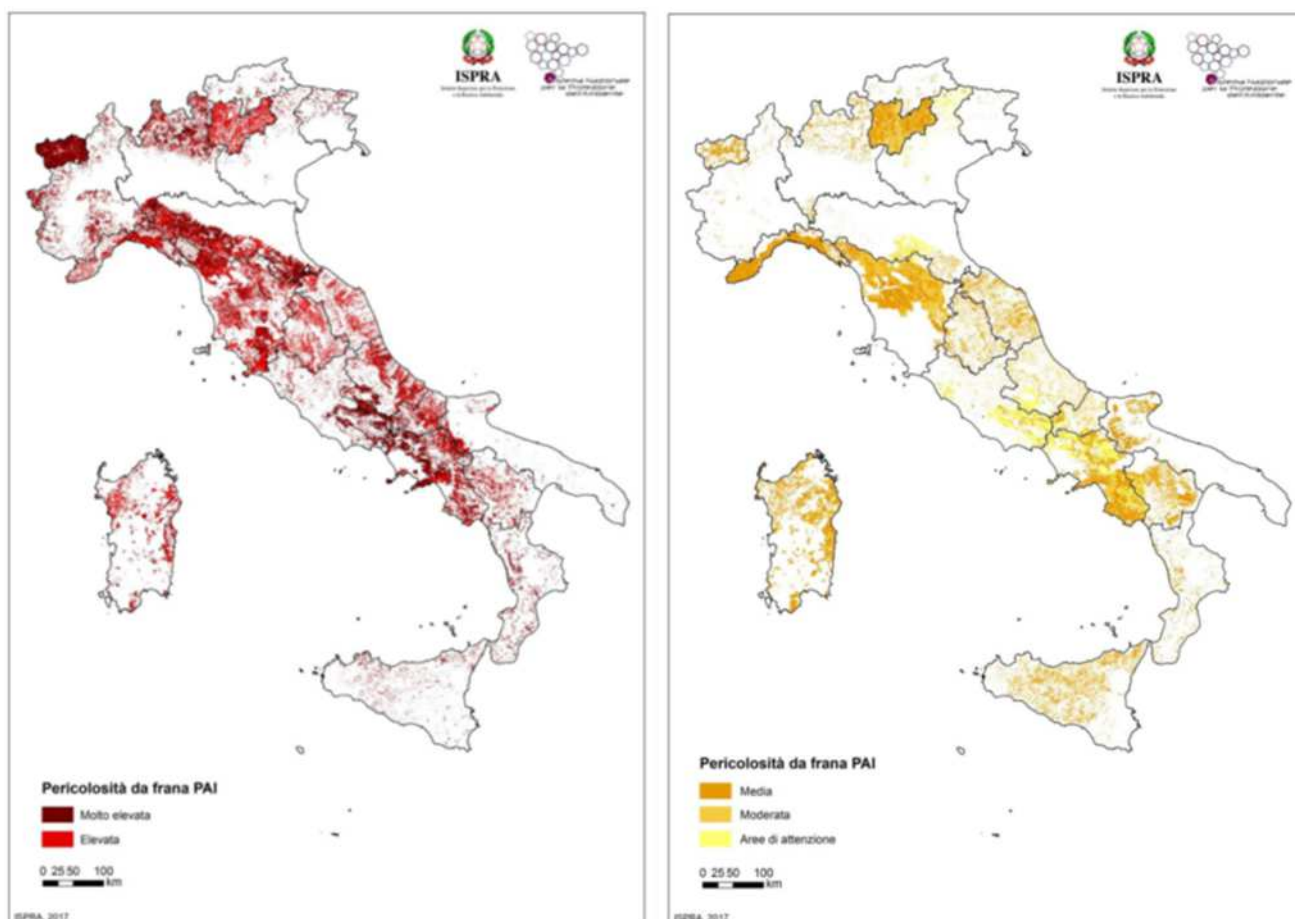


Figura 19 a) Aree a pericolosità da frana elevata P3 e molto elevata P4 – b) Aree a pericolosità da frana media P2, moderata P1 e aree di attenzione AA - Mosaicatura ISPRA 2017

Dall'analisi della mosaicatura della pericolosità da frana sul territorio nazionale emergono significative disomogeneità di mappatura e classificazione, dovute principalmente alle differenti

metodologie utilizzate per la valutazione della pericolosità da frana. Ad esempio alcuni hanno classificato solo i poligoni di frana (es. Bacini idrografici dell'Alto Adriatico, Provincia Autonoma di Bolzano) e altri hanno classificato l'intero territorio (es. Regione Valle d'Aosta, Provincia Autonoma di Trento, Bacino dell'Arno). Inoltre come evidenziato dallo stesso rapporto le Autorità di bacino, che forniscono i dati di input, non utilizzano una metodologia condivisa per la valutazione e mappatura della pericolosità da frana, ma hanno utilizzato diverse metodologie, tra cui il metodo qualitativo a matrici, il metodo geomorfologico, i metodi quantitativi statistici o approcci di tipo misto, caratterizzati dalla combinazione di più metodi. Tutte le metodologie si basano, come dato di input, sull'inventario delle frane e su alcuni parametri in esso archiviati (es. tipologia di movimento, stato di attività). Purtroppo tale mappatura può costituire una base di partenza per valutare la pericolosità del territorio interferente con l'infrastruttura stradale ma potrebbe risultare non esaustivo. Tale mappatura infatti non fornisce né indicazioni circa i tempi di ritorno delle possibili frane né informazioni sulla severità della frana. Per esempio se si prende a riferimento il metodo qualitativo a matrice utilizzato dalle Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione, le classi di pericolosità sono legate alla severità della frana e ai tempi di ritorno della frana attraverso la matrice riportata in figura 20.

Pericolosità connessa alla magnitudo dei fenomeni franosi		Frequenza probabile			
		alta 1 – 30 anni	media 30 – 100 anni	bassa 100 – 300 anni	Frane antiche (> 300 anni) e paleofrane
Classi di Magnitudo	6 - 9	P4	P4	P3	P1
	3 - 4	P3	P3	P2	
	1 - 2	P2	P1	P1	

Figura 20 Matrice per la valutazione della pericolosità derivante da fenomeni franosi (ISPRA 2018)

3.4 Classificazione dei fenomeni franosi

Il termine frana è utilizzato per indicare un rapido spostamento di una massa di terra o roccia il cui centro di gravità si muove verso il basso e verso l'esterno. Le frane possono essere caratterizzate da diverse forme della superficie di scorrimento e da diversi meccanismi di rottura. L'identificazione dell'andamento della superficie di rottura e del meccanismo di collasso è importante per la scelta del criterio di analisi più appropriato e degli eventuali interventi di stabilizzazione e di mitigazione degli effetti. In natura le frane si manifestano in maniera molto diversa: negli anni sono state prodotte numerose classificazioni, a partire da quella di Varnes (1978) successivamente rivista da Carrara, D'Elia e Semenza (1987) e da Cruden e Varnes (1996). I fenomeni franosi vengono distinti in base a due parametri fondamentali, natura del materiale coinvolto e tipologia del movimento di massa e sulla base di tali parametri sono state individuate alcune classi principali (figura 21):

1. crollo (fall): caratterizzato dallo spostamento dei materiali in caduta libera e dal successivo movimento dei frammenti di roccia. Normalmente si verificano in versanti interessati da

preesistenti discontinuità strutturali e sono, in genere, improvvisi con elevata velocità di caduta dei materiali. Le cause scatenanti sono da ricondurre ad escursioni termiche, all'erosione alla base, alle azioni sismiche e antropiche.

2. ribaltamento (topple): movimento simili al crollo, provocati dalle stesse cause e determinati dal ribaltamento frontale del materiale che ruota intorno ad un punto al di sotto del baricentro della massa. Normalmente interessano rocce lapidee che hanno subito intensi processi di alterazione o che presentano delle superfici di discontinuità.

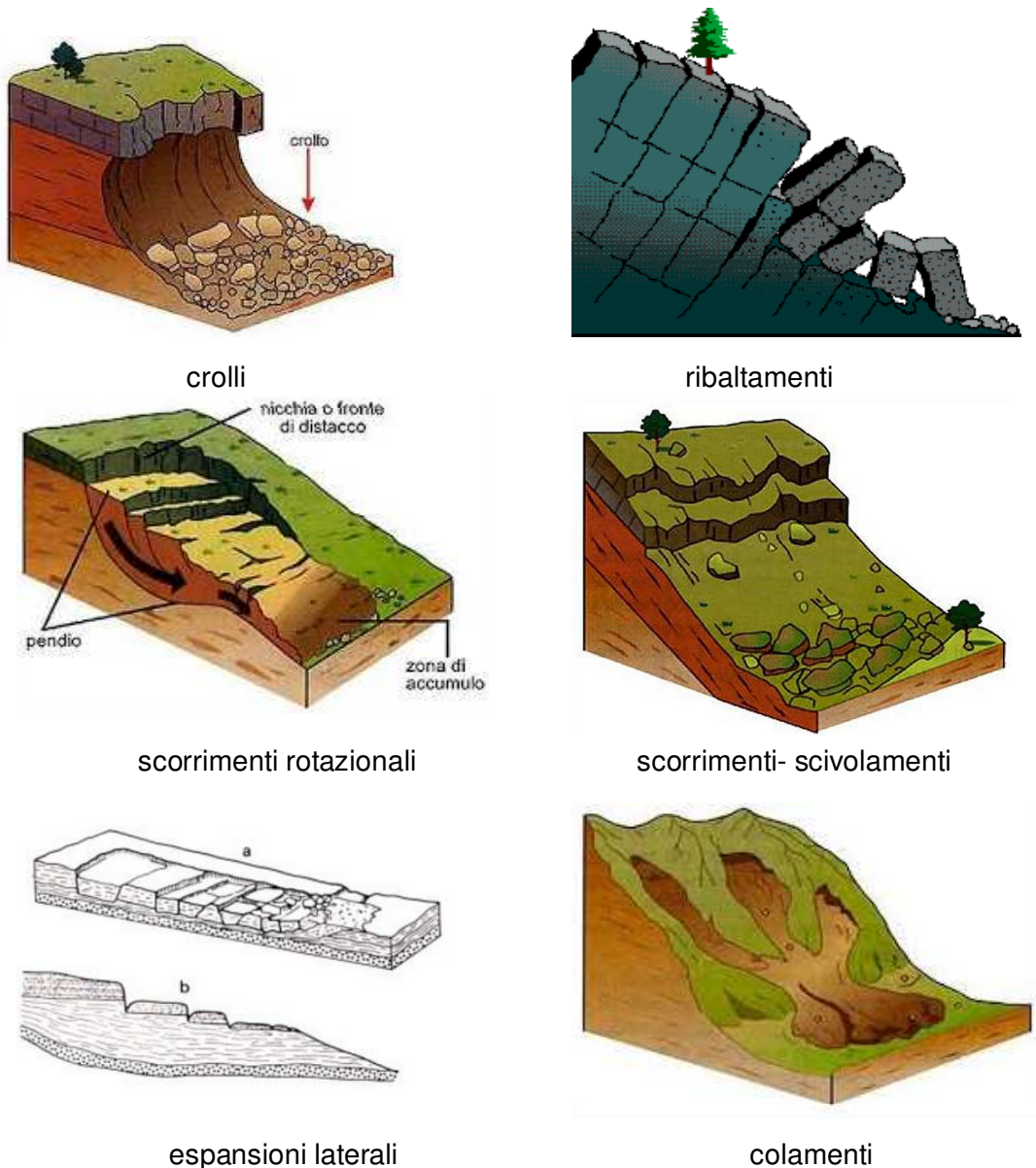


Figura 21 Tipologie di frane

3. scorrimenti o scivolamenti (slides): sono movimenti verso la base del versante di una massa di terra, roccia o detrito, che avvengono in gran parte lungo una superficie di

rottura o entro una fascia, relativamente sottile, di intensa deformazione di taglio. In base alla forma della superficie di scorrimento si possono distinguere in scorrimenti rotazionali e scorrimenti traslativi. Lo scorrimento rotazionale si verifica in terreni caratterizzati da coesione e si sviluppa lungo una superficie concava, che si origina nel momento in cui il materiale si frattura. Lo scorrimento traslazionale, invece, consiste nel movimento di masse rocciose o di terreni, lungo una superficie di discontinuità poco scabrosa e preesistente. Le principali cause di questa tipologia di frane sono le acque di infiltrazione, le azioni antropiche e i terremoti.

4. espansioni laterali (lateral spreads): sono movimenti di terreno coesivo o di un ammasso roccioso, in seguito all'estrusione e allo spostamento di un livello di materiale meno competente sottostante, associati alla subsidenza della massa fratturata. La superficie di rottura non è una superficie di intensa deformazione di taglio. L'espansione può essere causata dalla liquefazione o dal flusso del materiale a bassa competenza sottostante.
5. I colamenti (flows): sono movimenti distribuiti in maniera continua all'interno della massa spostata. Le superfici di taglio all'interno di questa sono multiple, temporanee e generalmente non vengono conservate. La distribuzione delle velocità nella massa spostata è analoga a quella all'interno di un fluido viscoso: il movimento varia da estremamente lento a estremamente rapido; possono verificarsi in ammassi rocciosi o in terreni sciolti.

Un quadro completo sulle tipologie di frane presenti in Italia è dal rapporto sulle frane in Italia edizione 2007 redatto dall'ISPRA, dal quale risulta che le tipologie di movimento maggiormente rappresentate sul territorio nazionale sono gli scivolamenti rotazionali/traslativi con quasi il 33% del numero totale di frane, i colamenti lenti con il 15,5%, i colamenti rapidi con quasi il 15% e i movimenti di tipo complesso con l'11,6% (figura 22).

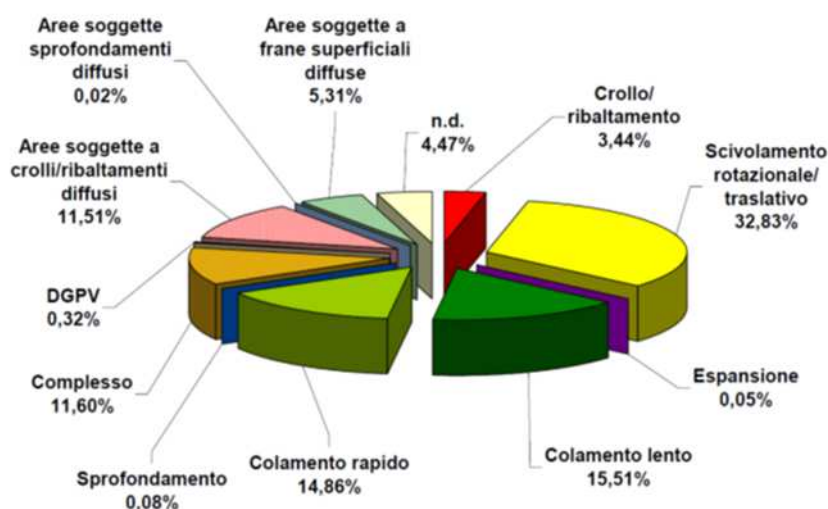


Figura 22 Tipologie di movimenti franosi in Italia -- Rapporto sulle frane in Italia, ISPRA, edizione 2007

I valori percentuali cambiano sensibilmente se si prende in considerazione, per ciascuna tipologia di movimento, la superficie dell'area in frana invece del numero totale dei dissesti (tabella 5).

Tipologia di movimento	Area media in frana (m ²)
DGPV	1.308.990
Aree soggette a sprofondamenti diffusi	144.283
Espansione	92.161
Complesso	86.587
Aree soggette a crolli/ribaltamenti diffusi	75.230
Aree soggette a frane superficiali diffuse	55.003
Colamento lento	31.002
Scivolamento rotazionale/traslato	30.078
Crollo/ribaltamento	25.914
Sprofondamento	16.549
Colamento rapido	15.210

Tabella 5 Area media in frana per tipologia di movimento – Rapporto sulle frane in Italia, ISPRA, edizione 2007

Le frane vengono distinte anche in funzione dello stato di attività che in riferimento a quanto stabilito dal Working Party on World Landslide Inventory possono essere differenziate in:

- Frana attiva (active): una frana che è attualmente in movimento. Può essere un movimento di primo distacco o di riattivazione. Tra le frane attive può essere utile distinguere, in relazione alle modalità di esplicazione nel tempo e nello spazio: Frane con ricorrenza continua; Frane con ricorrenza intermittente (a intervalli stagionali, annuali, decennali)
- Frana inattiva (suspended): tra queste frane sono comprese quelle riferibili a condizioni morfo climatiche diverse dalle attuali sia quelle che, pur essendo prodotte nell'attuale sistema morfo climatico, sono state stabilizzate e rese inattive per intervento antropico.
- Frana riattivata (reactivated): è una frana che si presenta nuovamente attiva dopo essere stata inattiva.

Le frane inattive possono essere ulteriormente suddividere in:

- Frana quiescente (dormant), se il movimento può essere riattivato dalle cause che lo hanno originato.
- Frana naturalmente stabilizzata (abandoned), se non può più essere influenzata dalle cause originarie, le cause del movimento sono state naturalmente rimosse.
- Frana artificialmente stabilizzata (stabilized), se è stata stabilizzata da misure di stabilizzazione artificiali.
- Frana relitta (relict), se si è sviluppata in condizioni geomorfologiche o climatiche considerevolmente diverse da quelle attuali.

Per caratterizzare il tipo di evoluzione di una frana può essere utile fare riferimento alla frequenza delle riattivazioni invece che allo stato di attività registrato al momento del rilevamento. A

questo proposito può essere utile la distinzione proposta da Del Prete et alii (1992) fra frane continue, stagionali e intermittenti (con tempo di ritorno pluriennale o pluridecennale) o quella proposta da Bisci & Dramis (1992) e Flageollet (1994) modificata da Delmonaco et alii (2008) (Tabella 6)

Stato di attività	Ricorrenza	Tempo di ritorno	Ultima attivazione
ATTIVE	continue	-	in atto
	stagionali	> 1 anno	recente
QUIESCENTI	a breve termine di ricorrenza	1 - 10 anni	storia recente
	a medio termine di ricorrenza	10 - 100 anni	storia recente
	a lungo termine di ricorrenza	100 - 1000 anni	storia recente o antica
STABILIZZATE	a lunghissimo termine di ricorrenza	> 1000 anni	storia antica e preistoria

Tabella 6 Attività delle frane Delmonaco et alii (2008)

Le frane vengono inoltre distinte in base alla distribuzione dell'attività di frana che descrive dove la frana si sta muovendo e permette di prevedere il tipo di evoluzione, in senso spaziale, del dissesto. La frana si definisce in avanzamento se la superficie di rottura si estende nella direzione del movimento, retrogressiva se la superficie di rottura si estende in senso opposto a quello del movimento del materiale spostato, multi-direzionale se la superficie di rottura si estende in due o più direzioni, in diminuzione se il volume del materiale spostato decresce nel tempo, confinata se è presente una scarpata ma non è visibile la superficie di scorrimento al piede della massa spostata, costante se il materiale spostato continua a muoversi senza variazioni apprezzabili della superficie di rottura e del volume del materiale spostato, in allargamento se la superficie di rottura si estende su uno o entrambi i margini laterali.

Rispetto ad altre tipologie di eventi, quali precipitazioni estreme, inondazioni o terremoti, per i quali la definizione dell'intensità è immediata attraverso rispettivamente l'altezza della precipitazione, la portata di picco o il volume, la magnitudo o l'intensità macrosismica, per le frane la determinazione della grandezza del fenomeno, oltre a risultare spesso più problematica, dipendendo questa da una serie di fattori di difficile valutazione, viene associata a livelli di danneggiamento o perdite.

Classe	Descrizione	Danni osservabili	Velocità	(m/s)
7	Estremamente rapido	Catastrofe di eccezionale violenza. Edifici distrutti per l'impatto del materiale spostato. Molti morti. Fuga impossibile.	5 m/s	5
6	Molto rapido	Perdita di alcune vite umane. Velocità troppo elevata per permettere l'evacuazione delle persone.	3m/min	5×10^{-2}
5	Rapido	Evacuazione possibile. Distruzione di strutture, immobili ed installazioni permanenti.	1.8 m/h	5×10^{-4}
4	Moderato	Alcune strutture temporanee o poco danneggiabili possono essere mantenute.	13m/mese	5×10^{-6}
3	Lento	Possibilità di intraprendere lavori di rinforzo e restauro durante il movimento. Le strutture meno danneggiabili possono essere mantenute con frequenti lavori di rinforzo se il movimento totale non è troppo grande durante una particolare fase di accelerazione.	1.6 m/anno	5×10^{-8}
2	Molto lento	Alcune strutture permanenti possono non essere danneggiate dal movimento.	16 mm/anno	5×10^{-10}
1	Estremamente lento	Impercettibile senza strumenti di monitoraggio. Costruzione di edifici possibile con precauzioni		

Tabella 7 Scala di intensità delle frane basata sulla velocità e sul danno prodotto (Cruden & Varnes, 1996)

Hungr (1981) ha proposto una scala di intensità dei fenomeni franosi basata sulla velocità del movimento ed associata ad una scala dei danni analoga alla scala Mercalli per i terremoti. Anche in questo caso la definizione dell'intensità è basata su delle ipotesi relative alle conseguenze; tuttavia vengono anche fornite precise soglie di velocità che delimitano le diverse classi. La scala di Hungr (1981) è stata in parte modificata e razionalizzata da Cruden & Varnes (1996) ed è mostrata in tabella 7. Una stima approssimata della velocità può essere ottenuta dalla tipologia del fenomeno e dal suo stato di attività in base alle correlazioni riportate in tabella 8 (Varnes, 1978).

	CLASSI DI VELOCITÀ						
	1	2	3	4	5	6	7
crollo							
ribaltamento							
scivolamento di roccia (neoformazione)							
scivolamento di roccia (riattivazione)							
scivolamento di detrito							
scivolamento di terra (neoformazione)							
scivolamento di terra (riattivazione)							
espansione laterale in roccia							
espansione laterale di blocchi di roccia sopra livello duttile							
espansione laterale per liquefazione							
colamento in roccia							
colamento di detrito							
colamento di terra coesiva (neoformazione)							
colamento di terra coesiva (riattivazione)							

Tabella 8 Velocità delle frane (riferita alle classi proposte da Cruden & Varnes, 1996) in base alla tipologia del movimento, al materiale coinvolto e allo stato di attività. N= neoformazione; R= riattivazione

Altro approccio rispetto alla velocità è quello proposto, in Canuti & Casagli (1994), in base alla tipologia dell'evento franoso, al materiale coinvolto ed al suo stato di attività (neoformazione o riattivazione) (Tabella 9).

Tipologia	Crollo	Scivolamento				Colamento			
Materiale	Roccia	Roccia		Detrito	Terra		Roccia	Detrito	Terra
Stato di attività	-	N	R	-	N	R	-	-	-
Classe di velocità	6-7	5-6	1-5	1-6	5-6	1-5	1-2	1-7	1-4

Tabella 9 Velocità delle frane, (riferita alle classi proposte da Cruden & Varnes, 1996) in base alla tipologia del movimento, al materiale coinvolto ed allo stato di attività (N=neoformazione; R=riattivazione) - Canuti & Casagli (1994)

La relazione fra tipo di movimento e velocità è abbastanza evidente: una colata di detrito a rapida evoluzione o un crollo di roccia in genere sono molto rapidi o estremamente rapidi, mentre una colata di terra è di solito lenta o molto lenta. Tranne alcune eccezioni, rispetto allo stato di attività, un movimento di neoformazione (frana di prima generazione) in genere è più veloce della riattivazione di uno scivolamento pre-esistente, in quanto nel primo caso siamo in presenza di un materiale a rottura fragile mentre nel secondo a comportamento duttile, in quanto la resistenza al taglio è prossima o corrispondente ai valori residui. Tale differenza è tanto più marcata, quanto più elevata è la fragilità del materiale.

Un altro parametro per definire l'intensità di una frana è la stima delle dimensioni della massa spostata in un evento franoso. Tale approccio, proposto da Fell (1994) esprime l'intensità della frana come il volume in m³ della massa spostata.

Intensità (I)	Descrizione	Volume (m ³)
7	Estremamente grande	> 5 x 10 ⁶
6	Molto grande	1 x 10 ⁶ , 5 x 10 ⁶
5	Mediamente grande	2.5 x 10 ⁵ , 1 x 10 ⁶
4	Media	5 x 10 ⁴ , 2.5 x 10 ⁵
3	Piccola	5 x 10 ³ , 5 x 10 ⁴
2.5	Molto piccola	5 x 10 ² , 5 x 10 ³
2	Estremamente piccola	< 5 x 10 ²

Tabella 10 Scala di intensità delle frane basata sul volume della massa spostata (Fell, 1994)

La Délégation aux Risques Majeurs (1990) ha proposto di associare le volumetrie di materiale spostato, distinte per diverse tipologie di frana, ai livelli di intensità calcolati rispetto alle conseguenze sull'uomo e sulle perdite economiche (tabella 11).

CROLLI E RIBALTAMENTI			
		Volume (m ³)	Descrizione
H ₁	E ₁	< 10 ²	Caduta di blocchi isolati
H ₂	E ₂	10 ² - 10 ⁴	Crollo, ribaltamento o scivolamento di blocchi
H ₃	E ₃	10 ⁴ - 10 ⁶	Crollo in massa
H ₃	E ₄	> 10 ⁶	Crollo o scivolamento di roccia catastrofico
COLATE			
		Volume (m ³)	Descrizione
H ₁	E ₁	< 5 x 10 ²	Colata o scivolamento di fango
H ₂	E ₂	5 x 10 ² - 10 ⁴	Colata di fango o detrito
H ₃	E ₃	10 ⁴ - 10 ⁶	Colata rapida di detrito
H ₃	E ₄	> 10 ⁶	Trasporto in massa eccezionale
SCIVOLAMENTI			
		Profondità (m)	Descrizione
H ₀	E ₁	< 2	Scivolamento superficiale o soliflusso
H ₀	E ₂	2 - 10	Scivolamento localizzato
H ₀	E ₃	10 - 50	Scivolamento di un versante
H ₀	E ₄	> 50	Scivolamento eccezionale

Tabella 11 Corrispondenza tra intensità e caratteristiche fisiche del fenomeno (DRM, 1990)

Per le frane di scivolamento, in cui la stima del volume spostato è particolarmente difficile, vengono forniti dei limiti di profondità. Nella tabella 11 è mantenuta la distinzione fra intensità e conseguenze sul piano umano (H₀ - H₃) e su quello economico (E₁ - E₄) riportate in tabella 12.

Grado	Intensità	Possibili conseguenza	Natura del fenomeno
H ₀	nulla	incidente improbabile (tranne conseguenze indotte)	movimenti a cinematica lenta
H ₁	media	incidenti isolati	crolli isolati
H ₂	elevata	qualche vittima	crolli, scivolamenti o colate di terra
H ₃	molto elevata	catastrofe (qualche decina di vittime)	crolli e scivolamenti catastrofici, colate rapide di terra o detrito

Grado	Intensità	Livello delle misure di prevenzione necessarie	Esempio
E ₁	lieve	10% del valore economico di un'abitazione singola individuale	disgaggio di blocchi instabili
E ₂	media	intervento tecnico sopportabile per un gruppo ristretto di proprietari: immobili d'abitazione o piccole lottizzazioni	disgaggio o realizzazione di strutture paramassi; drenaggio di una zona instabile di modesta estensione
E ₃	elevata	intervento tecnico specifico altamente qualificato interessante un'area geografica estesa rispetto all'estensione del lotto abitativo. Costo rilevante.	stabilizzazione di uno scivolamento di terreno di considerevoli dimensioni; consolidamento di una parete rocciosa
E ₄	molto elevata	non è possibile alcun intervento tecnico ad un costo accettabile per la collettività	scivolamento o crollo catastrofico

Tabella 12 a) Intensità dei fenomeni rispetto alle conseguenze sull'incolumità umana b) Intensità dei fenomeni rispetto alle conseguenze economiche DRM 1990

Cruden & Varnes (1996), hanno rilevato che frane di ridotte dimensioni ed elevata velocità producono spesso più danni di grandi frane con bassa velocità. Ciò può essere messo in relazione all'energia cinetica del fenomeno. Una misura di intensità del fenomeno potrebbe essere considerata uguale, o proporzionale, all'energia cinetica sviluppata dalla frana, che è variabile nel tempo: nulla nelle condizioni iniziali, crescente dopo l'innescamento del fenomeno fino ad un valore massimo, poi decrescente fino ad annullarsi di nuovo. Per l'intensità della frana si può considerare la massima energia cinetica istantanea oppure l'energia cinetica media. Una stima del bilancio energetico di una frana può effettuarsi adottando il "modello a slitta" (sled model), che si basa sull'ipotesi che tutta l'energia persa nel movimento sia dissipata per attrito. Tuttavia l'energia di una frana quale elemento rappresentativo dell'intensità, all'atto pratico risulta di difficile determinazione. Esistono classificazioni dell'intensità, attraverso la definizione di parametri differenti quali velocità, energia cinetica, spessori ed altezze del deposito di frana.

Appare evidente che nel caso delle frane non esiste un modo univoco per poter classificare l'intensità del fenomeno come accade per esempio per i terremoti ed è difficile attribuire alle frane dei tempi di ritorno ed è quindi difficile creare delle mappe di pericolosità che caratterizzino in maniera univoca il fenomeno in termini di intensità e tempo di ritorno. Per questo motivo spesso si fa riferimento alle mappe di suscettibilità ovvero la propensione di un'area all'innescarsi di fenomeni franosi o alla pericolosità da frana piuttosto che al rischio da frana.

3.5 La zonazione della suscettibilità, della pericolosità e del rischio da frana

Negli ultimi decenni si è assistito ad un progressivo sviluppo degli studi e delle ricerche sulla zonazione della suscettibilità e della pericolosità da frana e, in minor misura, di quelli sulla zonazione del rischio da frana. La maggior parte di tali studi e ricerche si fonda su analisi di tipo qualitativo ma non mancano esempi di analisi su base quantitativa sia della pericolosità, attraverso la stima della probabilità annuale di accadimento del rischio. Nella gestione del territorio vi è una grande necessità di disporre di strumenti in grado di evidenziare le aree soggette a rischio da frane e in grado di

differenziarle con una scala di tipo quantitativa condivisa. Innanzitutto, bisogna distinguere tra suscettibilità, pericolosità e rischio. La zonazione della suscettibilità da frana contempla la classificazione, l'area o il volume (magnitudo) e la distribuzione spaziale delle frane esistenti e potenziali all'interno di un'area di studio. Tale tipo di zonazione può fornire informazioni per la classificazione della frana quali velocità, intensità ma non fornisce la stima della frequenza di accadimento (probabilità annuale) della frana. La zonazione della pericolosità parte dalle informazioni della zonazione della suscettibilità da frana e introduce la stima della frequenza (in termini di probabilità annuale) di accadimento delle frane potenziali. La frequenza si riferisce a una particolare tipologia di frana di assegnato volume, ovvero a frane di assegnata tipologia, volume e velocità (che può variare con la distanza dalla zona d'innescò). La zonazione del rischio da frana si basa sui risultati della zonazione della pericolosità e comprende la stima dei danni potenziali alle persone (probabilità annuale di perdita di vita umana), alle proprietà (perdita annuale del valore della proprietà) e ai beni ambientali (perdita annuale del valore), portando in conto la loro probabilità temporale e spaziale e la loro vulnerabilità (Fell et alii 2008). Purtroppo, non è possibile definire una procedura unica in grado di stimare la potenzialità d'innescò di ciascun tipo di frana e la sua distanza di propagazione in quanto i fattori predisponenti illustrati nei paragrafi precedenti sono specifici per ciascun meccanismo di frana. Per tale ragione, è spesso necessario procedere ad una stima separata della suscettibilità, della pericolosità e del rischio per le differenti tipologie di frana che interessano una data area (per esempio, crolli in roccia, frane superficiali di modeste dimensioni e grandi frane con superfici di scorrimento profonde). Tali studi sono finalizzati alla gestione e pianificazione del territorio e si concretizzano con la zonazione del territorio. Il tipo ed il livello di dettaglio della zonazione e la scala di rappresentazione dipendono dallo scopo della zonazione. I prodotti della zonazione sono inventario dei fenomeni franosi; carte della suscettibilità, della pericolosità e del rischio. Nella tabella 13 sono mostrati i tipi e i livelli di zonazione, le scale di rappresentazione, che dipendono dagli obiettivi della zonazione, definiti nelle linee guida per la zonazione della suscettibilità, della pericolosità e del rischio da frana ai fini della pianificazione territoriale redatte dal Joint Technical Committee on Landslides and Engineered Slopes (JTC-1).

Finalità	Tipo di zonazione				Livello di zonazione			Scale di applicabilità
	Inventario	Suscettibilità	Pericolosità	Rischio	Preliminare	Intermedio	Avanzato	
Zonazione a scala regionale								
Informativa	X	X			X			da 1:25.000 a 1:250.000
Consultiva	X	X	(X)		X	(X)		
Prescrittiva								
Zonazione a scala locale								
Informativa	X	X	X	(X)	X	(X)		da 1:5.000 a 1:25.000
Consultiva	(X)	X	X	X	X	X	X	
Prescrittiva		(X)	X	(X)		X	X	
Zonazione a scala di sito								
Informativa	NON RACCOMANDATA							da 1:5.000 a 1:1.000
Consultiva	NON CORRENTEMENTE USATA							
Prescrittiva		(X)	X	X		X	X	
Progettuale		(X)	(X)	X		(X)	X	

Nota: X = applicabile; (X) = potrebbe essere applicabile.

Tabella 13 Raccomandazioni sui tipi, livelli e scale di zonazione – linee guida JTC-1 2008

3.6 La suscettibilità da frana

Le cause della franosità sono molteplici e, spesso, di complessa parametrizzazione e interconnesse fra loro. I principali fattori che influenzano la franosità di un territorio sono:

- Fattori geologici: caratteri strutturali, associazione e alternanza tra litotipi, degradazione, alterazione, eventi sismici e vulcanici;
- Fattori morfologici: pendenza dei versanti
- Fattori idrogeologici: circolazione idrica sotterranea o superficiale, distribuzione ed entità delle pressioni interstiziali;
- Fattori climatici e vegetazionali: alternanza di lunghi periodi di siccità e/o periodi di prolungate precipitazioni, incendi e disboscamenti;
- Fattori antropici: scavi e riporti, disboscamenti e abbandono delle terre.

Le cause dei movimenti franosi si possono distinguere in cause strutturali o predisponenti, soprattutto connesse ai fattori geologici, morfologici e idrogeologici, e in cause occasionali o determinanti (o scatenanti), prevalentemente connesse ai fattori climatici, per esempio precipitazioni brevi e intense, antropici, eventi sismici o vulcanici ecc. Tra le cause predisponenti, i fattori antropici assumono un ruolo sempre più determinante, con azioni sia dirette, quali tagli stradali, scavi, sovraccarichi, che indirette quali l'abbandono delle zone collinari e montane e una conseguente mancata manutenzione del territorio e dei manufatti antropici, come ad esempio i terrazzamenti agricoli. Riguardo alle cause innescanti delle frane, le precipitazioni brevi ed intense sono i fattori più comuni ed importanti nell'attivazione dei fenomeni di instabilità. Le frane superficiali, a cinematismo rapido o estremamente rapido, sono quelle che negli ultimi anni hanno determinato i maggiori danni nel nostro paese. Hanno elevata distruttività e gravi conseguenze in termini sia di perdita di vite umane che di danni economici (Varnes, 1978; Cruden & Varnes, 1996). A causa della complessità della fenomenologia e delle diverse tipologie di frane che si possono verificare diventa abbastanza complesso valutare i tempi di ritorno di tali tipi di eventi, e pertanto spesso si effettuano analisi di suscettibilità o pericolosità spaziale, che consente di individuare le porzioni di territorio a maggiore probabilità di accadimento di frane.

Gli approcci proposti in letteratura per la valutazione della suscettibilità da frana, ovvero la propensione di un'area all'innescarsi di fenomeni franosi, possono essere di tipo qualitativo o quantitativo e si distinguono in euristici, statistici e deterministici (Fell et alii, 2008; Corominas et alii, 2014). I metodi euristici comprendono il metodo diretto, dove un esperto geomorfologo valuta la suscettibilità direttamente sul terreno, e il metodo indiretto in cui, sulla base di un giudizio esperto, viene assegnato un peso a ciascun parametro ritenuto significativo per l'innescarsi di frane. I metodi deterministici (physically based methods), basati sulla modellazione fisica dei fenomeni franosi (Canuti & Casagli, 1996; Soeters & van Westen, 1996; Crosta & Frattini, 2003, Lanni et alii 2012), vengono applicati generalmente su siti specifici (scala di versante), mentre i metodi statistici (data-

driven methods), quali Regressione logistica, Analisi discriminante, Random Forests, Reti neurali (Baeza & Corominas, 2001; Catani et alii, 2013; Ermini et alii, 2005; Bartolomei et alii, 2006; Falaschi et alii, 2009; Trigila et alii, 2012) sono adottati su area vasta (scala di bacino) e consentono di determinare il peso dei vari fattori che contribuiscono all'instabilità (es. litologia, acclività, uso del suolo). I metodi quantitativi non euristici consentono di valutare la suscettibilità in modo oggettivo e riproducibile. La valutazione della suscettibilità con i metodi statistici è tuttavia fortemente dipendente dall'accuratezza dei dati di input (Van Westen et alii, 2008) che possono anche portare a errori significativi nei risultati. In particolare è necessario che la carta inventario delle frane sia completa e accurata essendo utilizzata sia per l'addestramento che per la validazione del modello di suscettibilità. L'applicazione dei metodi statistici, prevedendo la gestione di una grande mole di dati spaziali, richiede l'utilizzo di sistemi informativi geografici (GIS - Geographic Information System).

3.7 La pericolosità da frana

Il movimento franoso si manifesta quando lungo una possibile superficie di scivolamento la risultante delle forze agenti supera la risultante delle forze resistenti. Ciò può avvenire per un incremento della domanda di resistenza, per una riduzione della capacità di resistenza o per entrambi i fenomeni. Un aumento della domanda di resistenza può derivare da un incremento di carico (dovuto ad esempio alla costruzione di un manufatto o ad un evento sismico), o da un aumento dell'acclività del pendio (dovuta ad esempio ad erosione). La riduzione della resistenza al taglio, invece, può essere causata da un incremento delle pressioni interstiziali o per effetto di fenomeni fisici, chimici o biologici.

La maggiore criticità nell'analisi della pericolosità da frana deriva dalla mancanza di informazioni relative alle date di attivazione e quindi dalla difficoltà di determinare il tempo di ricorrenza delle frane. I criteri più comunemente adottati per la ricostruzione dei tempi di ritorno sono i seguenti:

- criteri geomorfologici o analisi qualitative: La ricorrenza dei fenomeni franosi può essere stimata soggettivamente in base ad informazioni di carattere generale e qualitativo provenienti da analisi storiche, geomorfologiche e geotecniche della franosità in una determinata zona. L'analisi diretta, attraverso informazioni di tipo geomorfologico e geotecnico, in mancanza di dati storici sulle frane, può fornire una stima di tipo probabilistico sull'occorrenza degli eventi. Tale approccio, pur rimanendo abbastanza soggettivo, costituisce un valido mezzo di assegnazione delle probabilità, sia pur relative, dei tempi di ritorno all'interno di una data area
- analisi di serie temporali relative agli effetti: l'analisi di serie temporali di movimenti permette di stabilire direttamente i tempi di ritorno dei fenomeni franosi. Informazioni attendibili e significative possono essere ricavate nel caso di frane intermittenti (di riattivazione periodica) specialmente nel caso in cui queste interessino centri abitati, per cui è possibile ricostruire,

da documenti e/o testimonianze, una serie storica sufficientemente lunga. Tale criterio non può essere applicato per le frane di prima attivazione.

- analisi di serie temporali relative alle cause: la correlazione tra frane ed elementi innescanti (precipitazioni, eventi sismici, ecc.) per i quali si disponga di misure sistematiche nel tempo, permette la stima dei tempi di ritorno dei movimenti. In linea teorica la probabilità di una frana è data dalla somma delle probabilità delle diverse cause d'inesco (Fell, 1994): $P = Pr + Pa + Ps + Pe$ dove le quantità al secondo membro sono rispettivamente la probabilità di innesco per precipitazioni, attività antropica, ed eventi sismici. A questa equazione è stata aggiunta anche la probabilità di innesco dovuta all'erosione (Pe) (Canuti & Casagli, 1996).
- monitoraggio: l'osservazione strumentale dei livelli piezometrici o delle deformazioni in singoli fenomeni franosi consente la previsione dei movimenti mediante il confronto con soglie o modelli di comportamento predefiniti.

In particolare per un'analisi di tipo territoriale uno dei criteri più idonei per ricostruire i tempi di ritorno delle frane sembra essere l'analisi delle serie temporali delle cause innescanti i fenomeni di dissesto. I dati sulle precipitazioni, sismicità e attività antropiche ed in particolare le informazioni sui tempi di ritorno di particolari tipi di eventi sono fondamentali per convertire le mappe di suscettibilità in mappe di pericolosità o mappe di rischio. Infatti il tempo di ritorno dell'evento scatenante può essere utilizzato per stimare la probabilità di innesco di un particolare tipo di frana.

In particolare nel presente paragrafo verrà condotto un approfondimento sulle frane pluviaindotte mentre nel successivo capitolo 5 verranno trattate le frane sismoindotte nell'ambito della trattazione del rischio sismico delle infrastrutture stradali.

La suscettibilità da frana indotta da fenomeni meteorologici (le piogge intense o la fusione della neve) può essere valutata sostanzialmente secondo due approcci. Il primo consiste nell'utilizzo di metodi statistici di classificazione che si basano sull'identificazione di relazioni statistiche fra la presenza o l'assenza di frane e alcune variabili geo-ambientali che caratterizzano il territorio, fra le quali l'assetto morfologico, le caratteristiche litologiche, geologiche e idrogeologiche, e il tipo di uso e di copertura del suolo. Il secondo approccio si basa sull'utilizzo di modelli "concettuali" (anche detti "fisicamente basati"), modelli numerici che accoppiano modelli di stabilità a modelli di infiltrazione e a modelli idrologici o idrogeologici semplificati. I primi sono più adatti alla definizione della suscettibilità da frana per aree vaste, mentre i modelli fisicamente basati sono più utilizzati per valutazioni di aree poco estese, da qualche chilometro ad alcune decine di chilometri quadrati.

I dati sulle precipitazioni possono essere correlati agli eventi di frana per definire soglie pluviometriche (Cepeda et alii 2012). I modelli fisicamente basati possono utilizzare come dati di input i dati sulle precipitazioni al fine di simulare possibili scenari futuri (Collison et alii 2000; Melchiorre e Frattini 2012; Comegna et alii 2013). Inoltre l'uso di radar meteo per precipitazioni che consentono di avere previsioni sulle piogge possono costituire la base per creare sistemi di allertamento (Crosta e Frattini 2003). Una "soglia pluviometrica" è definita come il valore minimo o

massimo di un certo parametro (ad esempio l'intensità o la durata della precipitazione) in grado di innescare un cambiamento nelle condizioni di stabilità di un versante. L'approccio più diffuso è quello di costruire delle soglie empiriche, basate cioè sui dati storici a disposizione, trascurando i processi fisici che regolano le interazioni precipitazioni – innesco dei fenomeni franosi. Le soglie pluviometriche empiriche proposte possono essere distinte in funzione:

- dell'estensione areale per cui sono ritenute valide (globali, regionali o locali);
- delle variabili di controllo dell'evento di precipitazione attraverso cui sono descritte (durata (D), intensità (I), pioggia giornaliera (R), pioggia d'evento (E) pioggia antecedente (Pa).

L'approccio più diffuso in letteratura è quello di basare le soglie pluviometriche sull'analisi delle piogge che hanno innescato frane storiche. Nel piano durata – intensità, queste soglie hanno la generica forma:

$$I = c + \alpha \times D^\beta$$

in cui: I = intensità media della pioggia; D = durata media della pioggia; c = parametro > o uguale a 0; α = parametro caratteristico; β = parametro che può assumere valore negativo (tra -2 e -0,19) e indica che all'aumentare della durata diminuisce linearmente l'intensità della precipitazione necessaria per l'innesco. Tra le soglie che possono essere tracciate sul piano durata-intensità sono presenti in letteratura diverse formulazioni di soglie globali, regionali o locali. Le soglie globali hanno lo scopo di determinare il livello minimo (inferiore) globale sotto al quale le frane non avvengono mai, indipendentemente dalle condizioni morfologiche, geologiche, di uso del suolo locali e dei pattern di precipitazione locali. Queste soglie hanno il vantaggio di poter essere applicate in aree molto estese ma producono un elevato numero di falsi allarmi. Nella tabella 14 sono riportate le principali formulazioni di soglie globali presenti in letteratura.

Autore	Tipo frana	Equazione
Caine (1980)	Colate di detriti, frane superficiali	$I = 14,82 \times D^{-0,39}$
Innes (1983)	Tutti i tipi	$I = 4,93 \times D^{-0,496}$
Jibson (1989)	Colate di detriti	$I = 30,53 \times D^{-0,57}$
Clarizia (1996)	Frane superficiali	$I = 10 \times D^{-0,77}$
Crosta & Frattini (2001)	Frane superficiali	$I = 0,48 + 7,2 \times D^{-1}$
Cannon & Gartner (2005)	Colate di detriti	$I = 7 \times D^{-0,6}$
Hong (2006)	Colate di detriti, frane superficiali	$I = 12,45 \times D^{-0,42}$
Guzzetti (2007)	Tutti i tipi	$I = 2,2 \times D^{-0,44}$

Tabella 14 Soglie globali per piogge pluvioindotte

Le soglie regionali sono, invece, valide per aree che si estendono da poche ad alcune migliaia di km², con condizioni meteorologiche, climatiche e fisiografiche simili. In tabella 15 sono state riportate le principali soglie regionali presenti in letteratura per il territorio europeo, mentre in tabella

16 sono state riportate le principali formulazioni di soglie locali che sono ancora più peculiari in quanto possono essere valide per una singola frana od un gruppo di frane, ma più in generale per aree con simili condizioni climatiche locali e assetto geomorfologico, con un'estensione variabile tra poche ed alcune centinaia di km².

Esistono, inoltre, altre formulazioni di soglie pluviometriche che tengono conto anche delle precipitazioni antecedenti l'evento che provoca l'innesco del movimento franoso.

Località	Autore	Tipo di frana	Equazione
Abruzzo, Italia	Brunetti (2010)	Tutti i tipi	$I = 4,23 \times D^{-0,55}$ (analisi di frequenza)
Abruzzo, Italia	Brunetti (2010)	Tutti i tipi	$I = 5,54 \times D^{-0,59}$ (statistica Bayesiana)
Campania, Italia	Guadagno (1991)	Colate di detriti	$I = 176,4 \times D^{-0,90}$
Campania, Italia	Calcaterra (2000)	Tutti i tipi	$I = 28,1 \times D^{-0,74}$
Carinzia e Tirolo, Austria	Moser & Hohensinn (1983)	Frane superficiali	$I = 41,66 \times D^{-0,77}$
Lombardia, Italia	Ceriani (1992)	Colate di detriti	$I = 16,24 \times D^{-0,46}$
Lombardia, Italia	Ceriani (1994)	Tutti i tipi	$I = 20,1 \times D^{-0,55}$
Alpi Nord-Orientali, Italia	Paronuzzi (1998)	Colate di detriti	$I = 47,742 \times D^{-0,507}$
Piemonte, Italia	Aleotti (2004)	Frane superficiali	$I = 19 \times D^{-0,5}$
Svizzera	Zummernan (1997)	Tutti i tipi	$I = 32 \times D^{-0,7}$
Pirenei, Spagna	Corominas (2005)	Tutti i tipi	$I = 17,96 \times D^{-0,59}$

Tabella 15 Soglie regionali per frane pluvioindotte

Località	Autore	Tipo di Frana	Equazione
Valtellina, Lombardia (Italia)	Cancelli & Nova (1985)	Frane Superficiali	$I = 44,668 \times D^{-0,78}$
Val Bisagno, Genova (Italia)	Cevasco et alii (2010)	Tutti i tipi	$I = 14,5 \times D^{-0,525}$ (4 h < D < 10 h) $I = 59,98 \times D^{-0,525}$ (10 h < D < 24 h)
Valzagona, Appennino Settentrionale (Italia)	Floris et alii (2004)	Tutti i tipi	$I = 18,83 \times D^{-0,59}$
Lisbona, Portogallo	Baum et alii (2005)	Frane superficiali	$I = 82,73 \times D^{-1,13}$

Tabella 16 Soglie locali per frane pluvioindotte

Le soglie pluviometriche possono essere utilizzate per predisporre sistemi di allerta come quello sviluppato dal CNR-IRPI per supportare il centro funzionale nazionale di protezione civile. Il CNR - IRPI ha sviluppato un sistema di allertamento nazionale per la possibile occorrenza di fenomeni franosi indotti da piogge, denominato SANF Sistema di allertamento nazionale per la possibile occorrenza di fenomeni franosi indotti da piogge in Italia, operativo dalla fine del 2009, che effettua previsioni sulla possibile occorrenza di frane pluvio-indotte su tutto il territorio nazionale. Le previsioni sono valide 24 ore e aggiornate ogni ora. Il sistema SANF utilizza soglie di tipo pioggia cumulata - durata della pioggia. Il sistema SANF consiste nell'importazione, controllo e organizzazione in archivi delle misure effettuate dai pluviometri distribuiti sul territorio italiano e delle previsioni quantitative di pioggia effettuate dal modello nazionale LAMI (*Limited Area Model Italy*).

Successivamente i due archivi vengono confrontati con le soglie empiriche di pioggia, ottenendo tre diverse previsioni probabilistiche: la prima basata sulla quantità di pioggia nelle 96 ore precedenti alla previsione; la seconda basata sulla pioggia prevista dal modello LAMI per le 24 ore successive; la terza previsione, anche detta combinata, è basata sulle piogge misurate nei quattro giorni precedenti, sulle piogge previste e su una valutazione della suscettibilità da frana in Italia. Le previsioni del SANF sono accessibili al Centro Funzionale Nazionale del Dipartimento della Protezione Civile e alle Regioni che le richiedano.

3.8 Analisi quantitativa del rischio frana

La necessità di gestire il rischio frane ha indotto gli studiosi a definire metodi di analisi e valutazione della pericolosità e del rischio da frana. Infatti sono stati sviluppati vari metodi per la valutazione della pericolosità e del rischio da frana anche se tali metodologie spesso risultano significativamente differenti da paese a paese e spesso nell'ambito dello stesso paese (Corominas et al. 2010). In tale contesto vi è una sempre più crescente necessità di disporre di strumenti di analisi quantitativa del rischio (QRA) che permettono di avere una quantificazione oggettiva del rischio ottenuta attraverso ben definiti dati di input e algoritmi di calcolo che rendono il risultato obiettivo e riproducibile e confrontabile da una posizione ad un'altra. Indicatori quantitativi possono consentire di svolgere analisi costi benefici e costituiscono la base per la prioritizzazione degli interventi. L'analisi quantitativa del rischio in generale richiede dati di input, quali (caratteristiche geologiche e geomeccaniche, modello digitale del terreno ecc) accurati perché le incertezze sui dati di input possono portare a valutazioni errate. Il rischio per un singolo scenario di frana può essere espresso come (Corominas et alii 2014):

$$R = P(M_i) * P(X_j|M_i) * P(T|X_j) * V_{ij} * C$$

dove R è il rischio del verificarsi di una frana di magnitudo M_i su un elemento a rischio si trova ad una distanza X_j dalla sorgente frana, $P(M_i)$ è la probabilità di verificarsi di una frana di grandezza M_i , $P(X_j|M_i)$ è la probabilità della frana di raggiungere un punto situato ad una distanza X dalla sorgente frana con intensità j, $P(T|X_j)$ è la probabilità dell'elemento di trovarsi al punto X al momento del verificarsi della frana, V_{ij} è il la vulnerabilità dell'elemento da una frana di magnitudo i e intensità j, e C è il valore dell'elemento a rischio. Per poter condurre un'analisi quantitativa del rischio è quindi necessario caratterizzare il pericolo da frana in termini di probabilità di accadimento e intensità e valutare quindi la vulnerabilità dell'elemento esposto considerato rispetto all'intensità o gravità della frana. La valutazione del rischio frana richiede un approccio multirischio rappresentato nello schema di figura 23 elaborato da Corominas et alii (2014), che fa riferimento agli studi di Van Westen et alii (2005), in cui sono anche rappresentate le diverse fasi di analisi (da A ad H). Nella fase A si acquisiscono i dati di input, nella fase B si effettua la valutazione della suscettibilità che può essere effettuata attraverso vari metodi e che ha come prodotto finale le mappe delle potenziali aree di innesco. La fase C riguarda la valutazione della pericolosità da frana che si basa sulla disponibilità

di inventari delle frane e relative cause di innesco; correlando la distribuzione spaziale delle frane e i tempi di ritorno delle relative cause di innesco è possibile stimare le probabilità di accadimento di eventi di frana di una certa intensità. La fase D riguarda l'analisi degli elementi esposti e si avvale di strumenti GIS. La fase E si occupa della valutazione della vulnerabilità attraverso la definizione di diverse tipologie di vulnerabilità e diverse metodologie di valutazione.

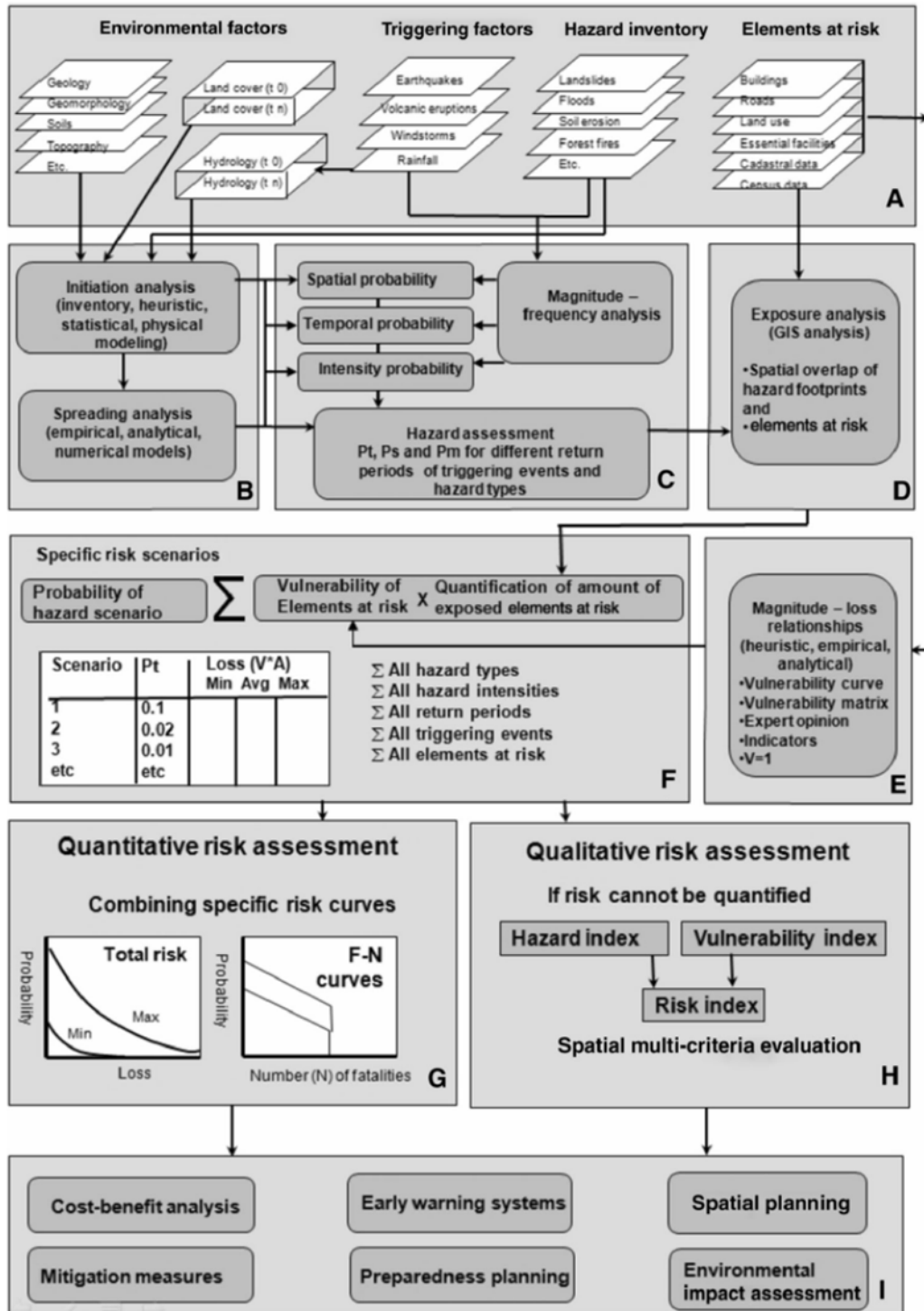


Figura 23 Schema per la valutazione del rischio frana - Corominas et alii 2014

La fase F combina, attraverso la simulazione di diversi scenari, la pericolosità con la vulnerabilità dei singoli elementi per condurre nella fase G alla valutazione quantitativa del rischio e alla rappresentazione del rischio attraverso curve F-N sul piano probabilità numero di fatalità o probabilità indicatore della perdita. La fase H dello schema riguarda la valutazione qualitativa del rischio che viene rappresentato attraverso indici di rischio ponderati, relativi gradi (ad esempio bassi, moderata classificazione e alto) o numerica.

L'applicazione dell'analisi quantitativa del rischio richiede la definizione della probabilità di occorrenza dell'evento e la definizione di una funzione di danno dell'elemento esposto funzione del livello di intensità dell'evento stesso. Come già detto nel caso delle frane non è possibile definire un modello unico per tutte le tipologie di frana ma è necessario analizzarle per tipologie. A riguardo in letteratura si trovano alcuni modelli di fragilità. Tali modelli di fragilità per le infrastrutture stradali sono stati maggiormente sviluppati per il caso delle frane sismoindotte che verranno analizzati e nel capitolo 5. Tuttavia dal Rapporto sulle frane in Italia Ispra edizione 2007 si evince che la maggior causa di innesco dei movimenti franosi sono proprio le piogge intense o le piogge di lunga durata. Inoltre dal succitato rapporto si evince anche che le frane statisticamente rappresentano dopo i terremoti le calamità naturali che causano il maggior numero di vittime e di danni a centri abitati, infrastrutture, beni ambientali, storici e culturali. Basta pensare ad alcuni eventi di frana che hanno causato un numero elevato di vittime quali la catastrofe del Vajont dell'ottobre 1963 che causò 1917 vittime e le più recenti colate rapide del 5 maggio 1998 a Sarno, Quindici, Bracigliano, Siano e a S. Felice a Canello con 153 vittime. Inoltre il rapporto mostra come le infrastrutture stradali sono gli elementi più danneggiati dalle frane (figura 24).

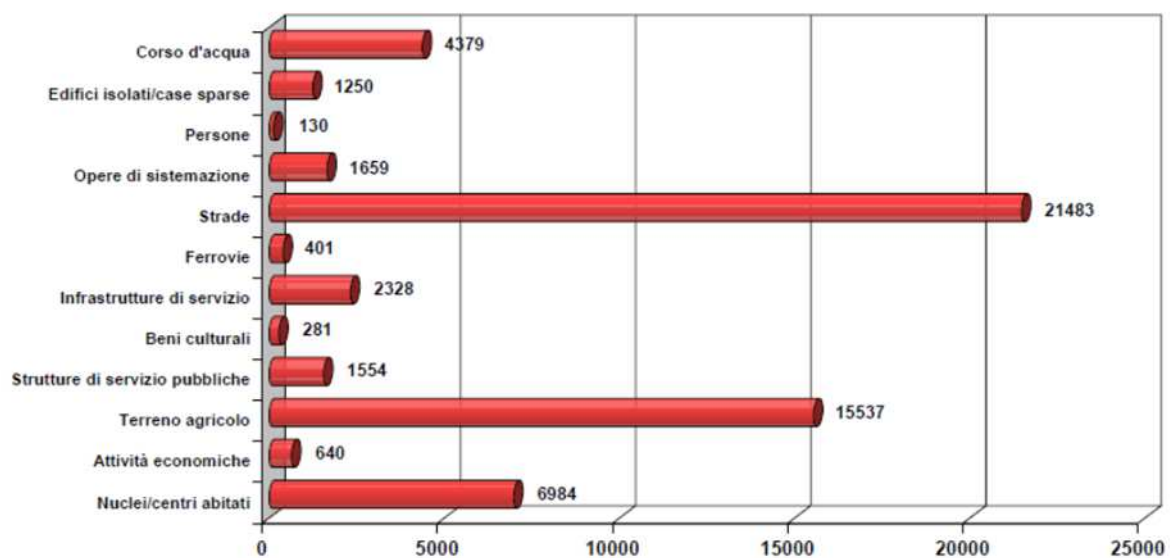
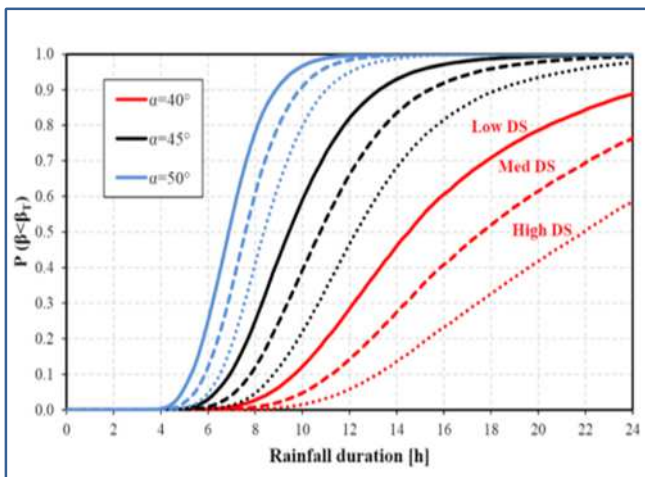


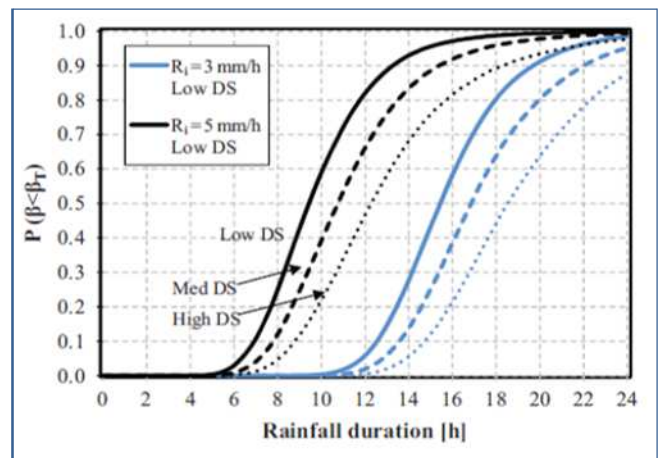
Figura 24 Elementi danneggiati da frane – Rapporto sulle frane in Italia, ISPRA, edizione 2007

I cambiamenti climatici, gli eventi estremi verificatesi negli ultimi anni e i devastanti danni diretti e indiretti prodotti dalle frane (Zezere et al., 2007, 2008; Jaiswal et al. 2010; Klose et al. 2015) sulle infrastrutture stradali hanno indotto i Gestori delle infrastrutture a cercare strumenti di analisi in grado fornire una valutazione del grado di vulnerabilità dell'infrastruttura al fine di meglio indirizzare le poche risorse a disposizione e ciò ha spinto la ricerca a sviluppare modelli di fragilità per tali tipi di eventi. Oggi non sono ancora presenti in letteratura molti studi sulla valutazione del rischio da frana sulle infrastrutture di trasporto Gavin et alii, (2016). Martinovic´et alii (2018) hanno proposto un modello di fragilità per la valutazione della perdita di prestazione dell'infrastruttura ferroviaria a causa di movimenti franosi superficiali innescati da eventi piovosi di varia intensità e durata. Nella figura 25 sono riportate le curve di fragilità per frane superficiali indotte da pioggia proposte da Martinovic´et alii (2018). Le curve rappresentano tre stati di danno e sono state tracciate per diversi valori di di angolo di inclinazione del versante (a), di intensità di pioggia (b) e di coefficiente di permeabilità (c).

a)



b)



c)

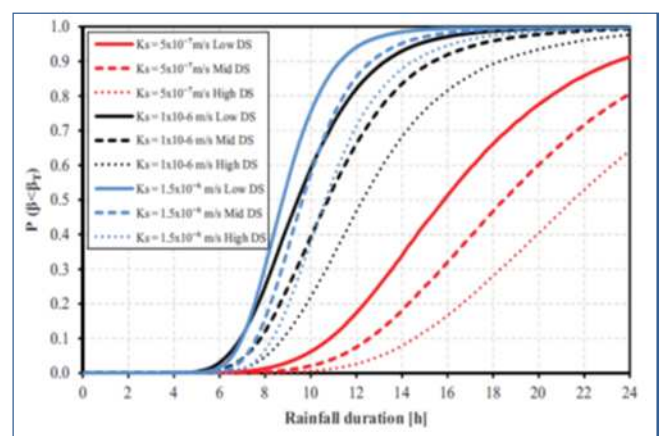


Figura 25 curve di fragilità per frane pluvioindotte Martinovic´et alii (2018) per diversi valori di angolo di inclinazione del versante (a), di intensità di pioggia (b) e di coefficiente di permeabilità (c).

4 Rischio sismico

L'Italia è uno dei Paesi a maggiore rischio sismico del Mediterraneo, per la sua particolare posizione geografica, nella zona di convergenza tra la zolla africana e quella eurasiatica. La sismicità più elevata si concentra nella parte centro-meridionale della Penisola, lungo la dorsale appenninica, in Calabria e Sicilia e in alcune aree settentrionali, come il Friuli, parte del Veneto e la Liguria occidentale. Solo la Sardegna non risente particolarmente di eventi sismici.

4.1 Terremoti

I terremoti, o sismi, sono una serie di rapide oscillazioni del terreno causate dalla liberazione di energia elastica da una zona del sottosuolo definito come ipocentro. Dall'ipocentro, che può essere situato a profondità comprese tra poche decine di metri sino ad alcune centinaia di chilometri, si propagano in tutte le direzioni serie di onde elastiche dette onde sismiche. Il punto della superficie situato sulla verticale dell'ipocentro viene chiamato epicentro. L'intensità dei terremoti è stata all'inizio valutata in modo empirico e qualitativo e cioè sulla base degli effetti prodotti da un sisma principalmente sul territorio con particolare riferimento alle costruzioni realizzate dall'uomo. Giuseppe Mercalli propose all'inizio del ventesimo secolo, una scala di intensità suddivisa dapprima in 10 poi in 12 gradi di intensità crescente. L'intensità del terremoto misurata con la scala Mercalli non fornisce una misura precisa dell'energia liberata da un evento tellurico. Infatti se è vero che in uno stesso punto geografico e sugli stessi manufatti, un terremoto di maggiore energia provoca maggiori danni, è altrettanto plausibile che la stessa energia sismica possa provocare danni molto diversi in punti con differenti tipologie di manufatti o con differenti caratteristiche geologiche locali. Nel 1935 il sismologo americano Richter ideò una scala di classificazione basata sulla misura dell'ampiezza massima dello spostamento di un punto del suolo situato ad una distanza prefissata dall'epicentro. Richter associò ad un terremoto che genera uno spostamento di 1 micron a 100Km dall'epicentro, la magnitudine 0 ($=\text{Log}1$); ad uno generante uno spostamento di 10 micron, la magnitudine 1 ($=\text{Log}10$) e così via sino a valori di poco inferiori a 9 che corrispondono a quelli più elevati fino ad ora registrati. Passando quindi da un grado a quello successivo, l'intensità "aumenta" di 10 volte.

Nell'ipocentro si originano onde elastiche, longitudinali e trasversali, che si propagano in ogni direzione. A parità di altre condizioni, un terremoto è tanto più disastroso nella zona epicentrale, quanto meno è profondo. Con il crescere della profondità, gli spostamenti da esso provocati in superficie si fanno sempre più lievi, fino a scomparire. Dall'ipocentro di un terremoto si originano due tipi di onde sismiche: onde primarie (P) e onde secondarie (S).

Le onde P sono onde longitudinali che si propagano dilatando e comprimendo la roccia nella quale producono una variazione di volume e sono quelle che si propagano più rapidamente e sono le prime ad essere avvertite e registrate dai sismografi. Le onde P si possono propagare sia nei

solidi che nei fluidi e la velocità di propagazione dipende dalle costanti di elasticità e dalla densità ed aumenta con la profondità.

Le onde S sono onde trasversali che si propagano con oscillazioni su un piano perpendicolare alla direzione di propagazione. Le Onde S sono più lente di quelle P e non si propagano nei fluidi.

Sia le Onde P che le Onde S, quando si trasmettono all'interno della Terra in corrispondenza delle superfici di separazione delle rocce a densità diversa, vengono in parte rifratte e in parte riflesse.

Dalla combinazione delle onde P con le onde S si generano le onde R e L (onde superficiali), che sono quelle che provocano i danni maggiori avendo sì una minore velocità ma anche una maggiore ampiezza. Si propagano dall'epicentro e si disperdono. Dipendono, per frequenza ed accelerazione, dalle caratteristiche di elasticità delle rocce in cui si propagano.

L'osservazione dei danni causati da terremoti distruttivi avvenuti in passato in diverse parti del mondo ha indicato che anche strutture adeguatamente dimensionate per resistere a terremoti forti possono venire distrutte o danneggiate per problemi legati al sito e ai terreni di fondazione.

Durante un terremoto, infatti, gli ammassi rocciosi e i terreni presenti in un dato territorio rispondono in maniera differente e i rilievi dei danni prodotti dall'azione sismica mostrano sempre irregolarità e variazioni areali. Tali variazioni, soprattutto laddove le tipologie edilizie presentano caratteristiche simili, sono chiaramente riconducibili alle caratteristiche geomorfologiche e geotecniche del sito e alle interazioni tra azione sismica e terreni. E' stato osservato come su alcuni siti si possono verificare amplificazioni, anche di dieci volte, di alcune componenti del moto sismico che li attraversa, mentre su altri si possono verificare delle attenuazioni e su altri ancora si possono verificare veri e propri cedimenti che possono coinvolgere le eventuali sovrastanti costruzioni.

Oggi è quindi riconosciuto dalla comunità scientifica che il comportamento di una costruzione o in generale di una infrastruttura durante un terremoto dipende da più fattori: dalle caratteristiche energetiche dell'azione sismica (terremoto), dalla risposta del terreno (sito) e dalle caratteristiche del manufatto (costruzione) o elemento esposto.

4.2 Evoluzione della normativa

In Italia abbiamo numerosi studi e documenti sulla sismicità del nostro paese. Con lo sviluppo delle scienze sismologiche sono state pubblicate ricerche sulle cause e sulla distribuzione geografica dei terremoti, nonché studi di caratterizzazione sismica del territorio, che hanno avuto un grande impulso con la diffusione degli strumenti sismici dalla fine del XIX secolo e delle reti di monitoraggio nel XX secolo. Gli studi di pericolosità sismica sono stati impiegati nelle analisi territoriali e regionali finalizzate alla classificazione, zonazioni e microzonazioni del territorio italiano che spesso hanno dato vita ad interventi legislativi.

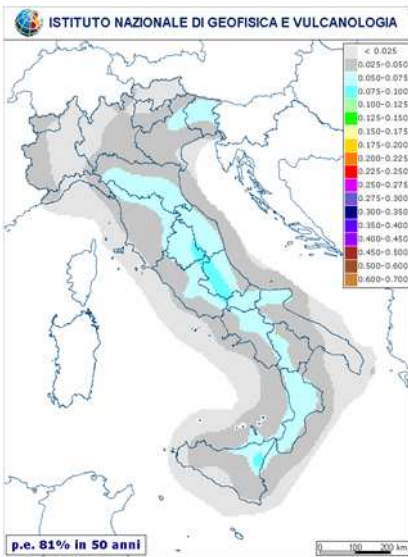
Le prime misure legislative vennero prese dal governo borbonico a seguito dei terremoti che colpirono la Calabria nel 1783 causando più di 30.000 morti; dopo il terremoto che distrusse Reggio Calabria e Messina il 28 dicembre 1908, causando, si stima, 80.000 vittime, fu promulgata la prima

classificazione sismica italiana, intesa come l'elenco dei comuni sismici. Nel 1974 fu promulgata la nuova normativa sismica nazionale contenente i criteri di costruzione antisismica, e la classificazione sismica, ovvero la lista dei comuni in cui applicare le norme costruttive sismiche. Fino al 1980 è stato operato il solo aggiornamento della lista dei comuni colpiti da terremoti. Un sostanziale sviluppo delle conoscenze sulla sismicità del territorio nazionale si hanno con gli studi sismologici e geologici che seguirono i terremoti del 1976 in Friuli e del 1980 in Irpinia, svolti nell'ambito del Progetto Finalizzato Geodinamica del Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR), tradotto in una serie di decreti da parte del Ministero dei Lavori Pubblici tra il 1980 ed il 1984 che hanno costituito, pertanto, la classificazione sismica italiana fino all'emanazione dell'ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003. La proposta del CNR, per la prima volta in Italia, è stata basata su indagini di tipo probabilistico della sismicità italiana e che la classificazione sismica ha preso in considerazione tre categorie sismiche, di cui la terza (la meno pericolosa, introdotta con il DM 3 giugno 1981, n. 515), ha compreso solo alcuni comuni della Campania, Puglia e Basilicata, interessati dal terremoto di Irpinia e Basilicata del 1980, ma che non è stata estesa alle altre zone d'Italia con pari livello di pericolosità.

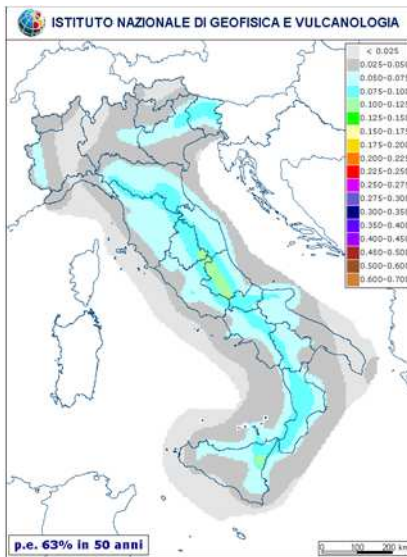
Immediatamente dopo il terremoto del 31 ottobre 2002 che ha colpito i territori al confine fra il Molise e la Puglia, la Protezione Civile ha adottato l'ordinanza del 20 marzo 2003, n. 3274, al fine di fornire una risposta immediata alla necessità di aggiornamento della classificazione sismica e delle norme antisismiche. Alla luce dell'ordinanza n. 3274 e, a differenza di quanto previsto dalla normativa precedente, tutto il territorio nazionale è stato classificato come sismico e suddiviso in 4 zone, caratterizzate da pericolosità sismica decrescente. Inoltre a partire dalla citata ordinanza sono state approvate nuove norme tecniche per le costruzioni che hanno portato un graduale allineamento delle normativa nazionale alla normativa europea (Eurocodici). Va evidenziato che la differenza sostanziale tra le norme di nuova generazione, quali l'Eurocodice 8, e quelle tradizionali consiste nell'abbandono del carattere convenzionale e puramente prescrittivo a favore di una impostazione prestazionale.

4.3 Mappatura della pericolosità sismica di base (INGV)

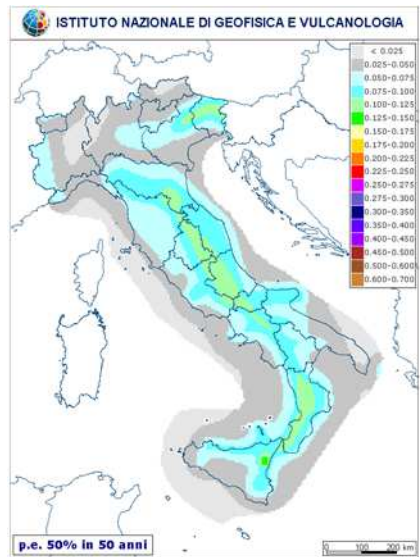
La pericolosità sismica fornisce una indicazione sulla intensità dello scuotimento che può verificarsi in un determinato territorio per effetto di eventi sismici. La pericolosità sismica viene definita dalla protezione civile come la probabilità che in una data area ed in un certo intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco (PgA) di nostro interesse. La natura prestazionale delle nuove norme (NTC2008 ed NTC 2018), hanno comportato una sensibile variazione della filosofia delle verifiche ed hanno introdotto il concetto di pericolosità sismica locale abbandonando la concezione del territorio italiano diviso in zone sismiche con la formulazione di una completa zonizzazione del territorio nazionale mediante l'adozione di un reticolo i cui vertici sono dotati di caratteristiche puntuali di pericolosità sismica.



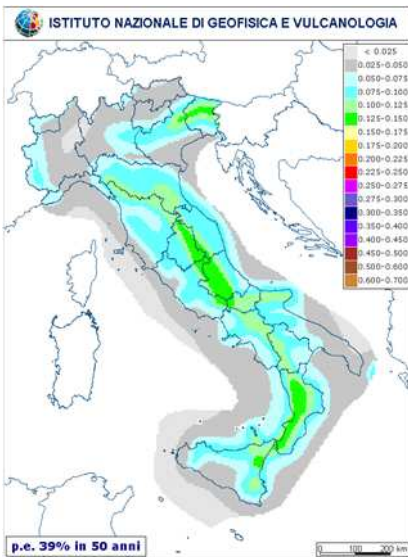
PGA - Tempo di ritorno 30 anni



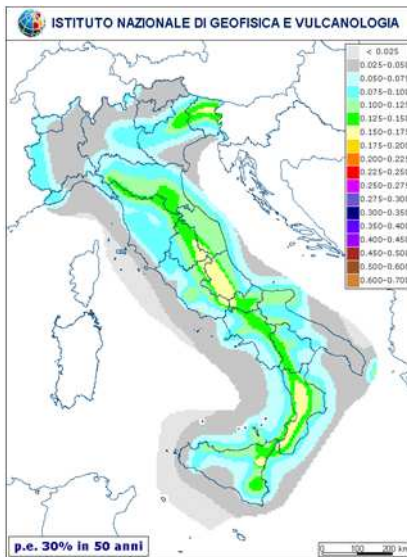
PGA - Tempo di ritorno 50 anni



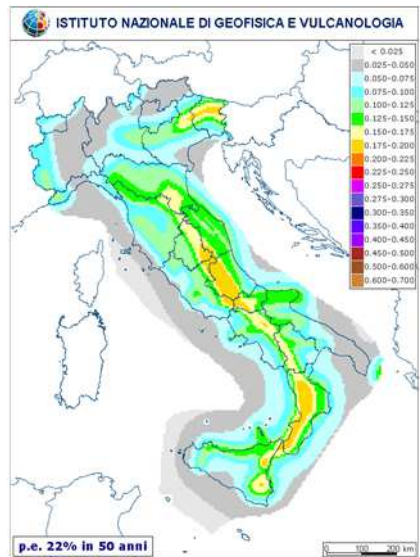
PGA - Tempo di ritorno 72 anni



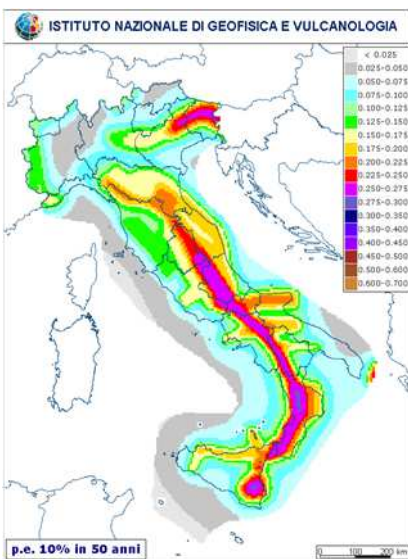
PGA - Tempo di ritorno 100 anni



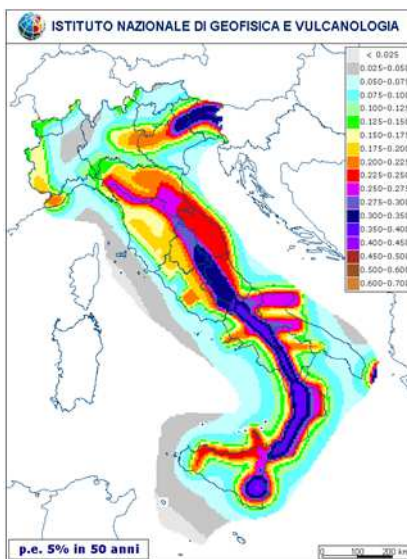
PGA - Tempo di ritorno 140 anni



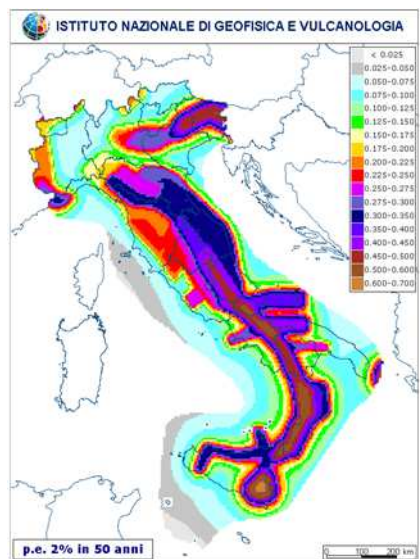
PGA - Tempo di ritorno 200 anni



PGA - Tempo di ritorno 475 anni



PGA - Tempo di ritorno 1000 anni



PGA - Tempo di ritorno 2500 anni

Figura 26 Mappe di pericolosità sismica – INGV (<http://esse1.mi.ingv.it/d2.html>)

Nel 2004 è stata rilasciata la mappa della pericolosità sismica del territorio nazionale (GdL MPS, 2004; rif. Ordinanza PCM del 28 aprile 2006, n. 3519, All. 1b) che fornisce un quadro delle aree più pericolose in Italia.

4.4 Fenomeni di natura geotecnica associate ad un evento sismico

In uno studio condotto nel 1969 da Seed ed Idriss sulle registrazioni accelerometriche effettuate in occasione del terremoto di S. Francisco del 1957, emersero risultati che indicavano come nell'ambito della stessa città, a poche centinaia di metri di distanza, lo stesso terremoto provocasse scuotimenti decisamente differenti in dipendenza degli spessori e delle caratteristiche dei terreni più soffici presenti negli strati più superficiali. Ulteriori studi effettuati in anni successivi, utilizzando le registrazioni accelerometriche e modelli strutturali di edifici, mostrarono come essi risentissero di forze sismiche molto diverse, sia in termini di risultante globale, sia in termini di contenuto in frequenza, spiegando in tal modo alcune evidenti differenze di danneggiamento riscontrate in strutture simili su terreni diversi. Successivamente gli studi su molti terremoti (es. Città del Messico, 1986; Kobe, 1992; Izmit, 1999) hanno continuato a mostrare con sempre maggiore evidenza come le caratteristiche locali del territorio possano alterare in maniera evidente l'azione sismica. Anche in Italia, le registrazioni accelerometriche degli ultimi eventi sismici rese disponibili dall'INGV hanno mostrato come i livelli di scuotimento variano a seconda delle caratteristiche locali del sito.

In relazione al comportamento che i terreni di fondazione presentano in occasione di un determinato evento sismico, essi possono essere suddivisi, in prima approssimazione, in due grandi categorie : "terreni instabili" e "terreni stabili". Alla prima categoria appartengono quei terreni nei quali, durante un determinato evento sismico, si possono avere fenomeni di instabilità, locali o generalizzati, associati a grandi movimenti di massa (movimenti franosi, crolli di roccia, ecc.) o elevate deformazioni permanenti e cedimenti (causati ad esempio dalla presenza di cavità, da fenomeni di liquefazione dei terreni sabbiosi saturi, dalla densificazione di terreni granulari sopra falda, dalla dislocazioni di faglie attive, ecc.). Tali fenomeni possono provocare conseguenze catastrofiche per le opere sovrastanti, anche se dimensionate con criteri antisismici.

Alla categoria dei terreni stabili appartengono invece quei terreni nei quali, durante il terremoto, gli sforzi indotti dall'azione sismica risultano inferiori alla loro resistenza al taglio. In tal caso, come conseguenza delle caratteristiche geomorfologiche e geotecniche del deposito o dell'ammasso roccioso, si ha una modificazione del moto sismico in arrivo al sito, di cui vengono esaltate alcune componenti e attenuate delle altre, e i cui effetti globali sono una maggiorazione o riduzione delle azioni sismiche , che possono essere trasmesse alle sovrastanti strutture, rispetto a quelle che si avrebbero se alla superficie del deposito affiorasse la roccia o un terreno molto duro pianeggiante.

Appare evidente che, per valutare le azioni sismiche sulle costruzioni, oltre a definire il terremoto atteso di riferimento su terreno rigido al bedrock o su roccia affiorante desumibile dalle mappe di

pericolosità citate nel precedente paragrafo è necessario conoscere le modifiche che subiscono le onde sismiche nel tratto finale del loro percorso dalla sorgente alla superficie, e che a seconda della natura dei terreni e in particolare della loro rigidità e resistenza al taglio, possono comportare, in corrispondenza di particolari eventi sismici, anche delle instabilità, locali o generalizzate, ed elevati cedimenti e deformazioni del terreno. Proprio la quantificazione degli effetti locali è l'obiettivo di degli studi di microzonazione sismica il cui esito è una suddivisione del territorio in zone a diversa pericolosità sismica. Lo scopo di uno studio di (micro)zonazione sismica è appunto quello di assicurare, a opere con caratteristiche simili, un livello di protezione sismica uniforme su tutto il territorio. Nel manuale "Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards" (TC4, 1993) (Technical Committee n° 4 for Earthquake Geotechnical Engineering) della ISSMFE (International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering) vengono prese in esame tre grandi categorie di fenomeni di natura geotecnica associate ad un evento sismico:

- la risposta sismica locale;
- l'instabilità dei pendii;
- la liquefazione.

Per ciascuna di queste vengono presentate alcune metodologie di zonazione, suddivise secondo tre diversi livelli di approfondimento (I,II,III), in relazione all'estensione dell'area da esaminare, al tipo di dati disponibili o acquisibili, al livello di dettaglio della cartografia.

Il I livello (denominato nel Manuale TC4 "Zonazione Generale") è suggerito per la zonazione di aree molto estese; fornisce indicazioni abbastanza approssimative e richiede un impegno economico limitato. Necessita della raccolta e dell'interpretazione di dati esistenti: notizie sui terremoti storici avvenuti nella zona in esame, informazioni relative alla sismicità, alla geologia e alla geomorfologia. Consente la redazione di mappe in scale comprese tra 1:1.000.000 a 1:50.000, con un contenuto informativo strettamente dipendente dalla qualità dei dati utilizzati.

I metodi di II livello (denominato nel Manuale TC4 "Zonazione Dettagliata") richiedono, rispetto ai precedenti, la disponibilità di una documentazione più specifica e di maggior dettaglio per la caratterizzazione geologica, geotecnica e geomorfologica dell'area oggetto di studio, da integrare eventualmente mediante analisi spedite in sito. Per ciascuna delle tre categorie di fenomeni geotecnici considerate, i vari metodi possono prevedere anche l'utilizzo di dati particolari relativi al territorio e alle condizioni ambientali: ad esempio la misura di microtremiti per la previsione del moto sismico atteso in superficie, i dati pluviometrici e sulla vegetazione per l'instabilità dei pendii, la raccolta di testimonianze locali sugli effetti di terremoti passati e l'uso di foto aeree e telerilevamento per la zonazione nei riguardi di franosità e liquefazione. Le metodologie di II livello comportano costi contenuti e consentono la redazione di carte in scale comprese tra 1:100.000 e 1:10.000.

L'applicazione dei metodi di III livello (denominato nel Manuale TC4 "Zonazione Rigorosa") richiede una caratterizzazione approfondita e accurata dell'area in esame, ottenuta per mezzo di rilievi topografici e di specifiche indagini geologiche e geotecniche in sito e in laboratorio. Il modello

analitico definito sulla base di questi dati viene poi trattato facendo generalmente ricorso all'impiego di procedure numeriche di calcolo automatico. Gli studi di zonazione condotti con un livello di approfondimento così alto presentano costi elevati, anche se spesso costituiscono uno strumento indispensabile per la prevenzione sismica. Per la rappresentazione cartografica dei risultati delle analisi di III livello, vengono indicate nel Manuale di Zonazione scale comprese tra 1:25.000 e 1:5.000. Nella tabella 17 sottostante vengono sintetizzati i livelli di approfondimento per le tre categorie di fenomeni geotecnici definiti all'interno del manuale TC4.

	Grade-1	Grade-2	Grade-3
Ground motions	<ul style="list-style-type: none"> • Historical earthquakes and existing information • Geological maps • Interviews with local residents 	<ul style="list-style-type: none"> • Microtremor • Simplified geotechnical study 	<ul style="list-style-type: none"> • Geotechnical Investigation • Ground response analysis
Slope instability	<ul style="list-style-type: none"> • Historical earthquakes and existing information • Geological and Geomorphological maps 	<ul style="list-style-type: none"> • Air photos and remote sensing • Field studies • Vegetation and precipitation data 	<ul style="list-style-type: none"> • Geotechnical investigation • Analyses
Liquefaction	<ul style="list-style-type: none"> • Historical earthquakes and existing information • Geological and geomorphological maps 	<ul style="list-style-type: none"> • Air photos and remote sensing • Field studies • Interview with local residents 	<ul style="list-style-type: none"> • Geotechnical investigation • Analysis
Scale of mapping	1:1,000,000~1:50,000	1:100,000~1:10,000	1:25,000~1:5,000

Tabella 17 Uso dei dati e scale di rappresentazione per i tre livelli di zonazione Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards (TC4, 1993)

4.5 Risposta sismica locale

L'analisi degli effetti di sito consente di definire le caratteristiche del moto sismico atteso, a partire da quelle del moto sismico di riferimento su roccia o su terreno rigido, determinato sulla base della sismicità regionale mediante l'applicazione di una opportuna legge di attenuazione per tener conto della distanza dalla sorgente sismica. In prossimità degli strati più superficiali meno addensati e topograficamente più irregolari, le onde sismiche possono subire notevoli trasformazioni; in particolare, l'ampiezza delle vibrazioni e la durata del sisma possono aumentare marcatamente per effetto delle condizioni locali. Generalmente i fenomeni amplificativi sono più importanti in campo lontano (far field) e laddove sono meno risentiti gli effetti della sorgente. Con il termine condizioni locali si intende l'insieme di quei fattori naturali che interagendo con le onde sismiche possono modificare, rispetto allo scuotimento della roccia sottostante (bedrock), le caratteristiche dello scuotimento sismico in superficie. Tali fattori sono di natura geologica (caratteristiche stratigrafiche, discontinuità tettoniche e litologiche, livello di falda, età geologica, ecc.), fattori topografici (morfologia superficiale e sepolta) e fattori geotecnici (proprietà dei terreni in campo statico e dinamico).

Con riferimento ai terreni sismicamente stabili (terreni che interagendo con le onde sismiche non arrivano a rottura e non raggiungono cedimenti elevati), il problema è quello di valutare la risposta sismica locale, cioè le modificazioni dello scuotimento sismico.

Le situazioni geologiche e morfologiche, in cui è stato ampiamente dimostrato che le condizioni locali possono comportare un'amplificazione della risposta sismica locale sono due:

- i depositi di fondovalle costituiti da terreni mediamente addensati, di notevole spessore (>50m) e di caratteristiche meccaniche molto diverse da quelle della roccia sottostante;
- la sommità di rilievi collinari, creste, promontori, costituiti da formazioni rocciose con discontinuità litologiche e strutturali e superfici topografiche piuttosto irregolari.

I fenomeni fisici che originano i fenomeni di amplificazione in tali siti, che spesso risultano essere concomitanti sebbene profondamente diversi, sono: gli effetti di risonanza alle vibrazioni dei depositi e i fenomeni di focalizzazione delle onde sismiche.

Effetti di risonanza nei depositi

Le analisi delle registrazioni strumentali effettuate da diverse stazioni di misura collocate in un'area colpita da un evento sismico, ha mostrato in più occasioni che l'ampiezza della scossa sismica sulla superficie libera può essere anche 10 ÷ 12 volte superiore di quella su roccia affiorante, e che le modificazioni subite dal moto sismico, oltre all'ampiezza del picco massimo, interessano la frequenza, la forma, il contenuto energetico e la durata. Considerato che, generalmente i terreni più superficiali sono meno rigidi, ne consegue che l'ampiezza massima del moto sismico tenda ad aumentare avvicinandosi alla superficie libera, in misura più o meno evidente in relazione alle capacità dissipative degli strati attraversati. L'amplificazione delle onde sismiche non avviene in misura uniforme per tutte le frequenze. Infatti, i fenomeni amplificativi, saranno più rilevanti in corrispondenza delle frequenze prossime a quelle naturali degli strati attraversati e saranno, quindi, la conseguenza di fenomeni di risonanza. L'ampiezza del moto sismico assumerà valori tanto maggiori quanto minori sono le capacità dissipative dei materiali attraversati. Viceversa, le componenti del moto sismico con frequenza molto diversa da quella degli strati attraversati, saranno attenuate e alla superficie del deposito sarà registrata una deamplificazione rispetto alla base rocciosa. Il deposito agisce quindi sul moto sismico come un "filtro", amplificandone o smorzandone alcune componenti in determinati campi di frequenze. Nella letteratura sismica sono molti i casi noti di depositi che, durante alcuni forti terremoti (S. Francisco, 1957; Caracas, 1967; Città del Messico, 1985; Los Angeles, 1994; Kobe, 1995), hanno dato origine a rilevanti effetti amplificativi dello scuotimento sismico, che hanno portato al collasso strutture progettate e realizzate con criteri antisismici.

Fenomeni di focalizzazione delle onde sismiche

In occasione di numerosi eventi sismici avvenuti nell'ultimo ventennio sono stati riscontrati effetti locali dovuti all'influenza della topografia. L'intensità macrosismica osservata dopo alcuni eventi sismici ha suggerito che l'influenza della geometria superficiale si risente maggiormente

alla sommità dei rilievi. In generale, i fenomeni di focalizzazione delle onde sismiche, e le conseguenti amplificazioni dello scuotimento, si possono verificare alla sommità di rilievi collinari e montani, di creste, crinali e promontori, nonché nelle zone di bordo dei depositi. La causa è da ricercarsi nella concentrazione delle onde sismiche in alcune aree a seguito della rifrazione e riflessione delle onde sismiche in arrivo al sito, in corrispondenza delle superfici di contatto fra mezzi diversi. Numerosi sono in letteratura le analisi numeriche e sperimentali che hanno affrontato i fenomeni di amplificazione locale conseguenti agli effetti topografici e ai bordi dei depositi naturali.

Il problema della valutazione degli effetti sismici locali è l'obiettivo primario degli studi di microzonazione sismica. Può essere affrontato mediante diversi metodi e approcci che permettono di individuarli e quantificarli. In particolare possono essere utilizzati sia metodi sperimentali (approccio sismologico), sia metodi numerici (approccio geotecnico).

4.6 Instabilità dei pendii in condizioni sismiche

Negli ultimi decenni, la ricerca sul comportamento dei pendii in condizioni sismiche ha ricevuto un notevole impulso. Si è osservato, infatti, che una significativa porzione dei danni indotti dai terremoti è correlata ai fenomeni di instabilità che si verificano nei pendii durante o dopo il sisma. Le tipologie di dissesto osservate sono diverse (figura 27):

- crolli
- distacchi parziali
- rotture generalizzate
- collassi istantanei
- movimenti ritardati, più o meno lenti

e anche i materiali coinvolti sono i più

diversi:

- rocce lapidee, rocce tenere alterate
- terreni granulari, argille

Crolli di roccia e scorrimenti di terra o di roccia (classificazione di Cruden & Varnes, 1996) rappresentano le più diffuse tipologie di movimento innescate dai terremoti, ma assai frequenti sono anche altre tipologie, quali le espansioni in terra e le colate rapide di terra (Keefer e Wilson, 1984). Analoghi risultati sono stati ottenuti in studi successivi Tiwari B. 2017 su un database di 35 terremoti verificatisi tra il 1920 e il 2015 (figura 28).

Landslide type, listed in order of decreasing total numbers
Very abundant: > 100,000 in the 40 historical earthquakes
Rock falls
Disrupted soil slides
Rock slides
Abundant: 10,000 to 100,000 in the 40 historical earthquakes
Soil lateral spreads
Soil slumps
Soil block slides
Soil avalanches
Moderately common: 1,000 to 10,000 in the 40 historical earthquakes
Soil falls
Rapid soil flows
Rock slumps
Uncommon: 100 to 1,000 in the 40 historical earthquakes
Subaqueous landslides
Slow earth flows
Rock block slides
Rock avalanches

Figura 27 Classi di numerosità di eventi di dissesto sismaindotti (Keefer 1984)

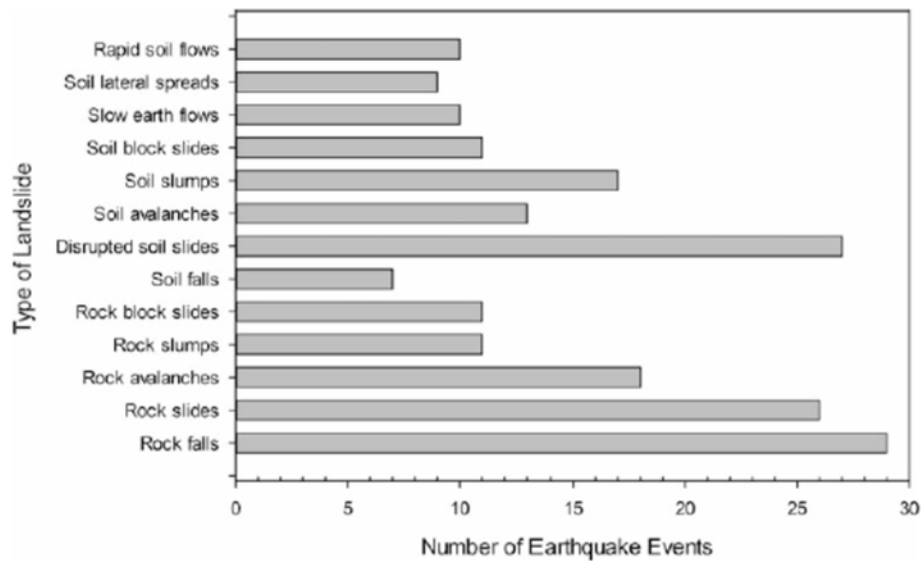


Figura 28 suddivisione delle frane osservate nelle diverse tipologie Tiwari B. 2017

Dal punto di vista cinematico, una frana provocata o riattivata da un terremoto può essere classificata in una delle tre categorie proposte da Keefer (1984) in funzione del grado di frammentazione e della velocità della massa instabile:

- I. Crolli e scorrimenti con disaggregazione della massa di frana: crolli, scivolamenti e valanghe di roccia e di terreni caratterizzati da movimenti veloci in pendii acclivi, generalmente superficiali.
- II. Scorrimenti senza disaggregazione della massa in frana: scoscendimenti e scivolamenti sia di roccia che di terreno con movimenti meno veloci di quelli della categoria I, generalmente profondi in pendii da moderatamente acclivi ad acclivi.
- III. Colamenti ed espansioni laterali: interessano pendii con acclività da bassa a media; sono superficiali e caratterizzati da movimenti lenti in terreni argillosi, più rapidi nei terreni granulari.

Per fissare un criterio di corrispondenza con la tradizionale classificazione cinematica di Varnes (1978), le categorie di Keefer sono approssimativamente riconducibili ai meccanismi tipici di crollo o ribaltamento (categoria I), scorrimento (categoria II) e colata fluida (categoria III).

Le numerose ed attente osservazioni effettuate negli ultimi anni hanno permesso di evidenziare che il rapporto causa-effetto dipende dalla combinazione di molti fattori. E' stato possibile, inoltre, identificare i principali fenomeni fisici che si manifestano in condizioni dinamiche e i relativi parametri descrittivi. In condizioni dinamiche i cinematismi e le fenomenologie sono in generale diversi rispetto a quelli che si manifestano in condizioni statiche e in alcuni casi i movimenti sono ritardati rispetto all'evento sismico. Il comportamento di un pendio durante l'evento sismico e per un periodo successivo all'evento stesso è strettamente legato alla natura del terreno e alle condizioni esistenti prima del terremoto e al regime idraulico del pendio. Rispetto al caso statico le sollecitazioni sismiche determinano un incremento delle azioni destabilizzanti dovuto all'insorgere di forze d'inerzia

proporzionali all'accelerazione sismica, variabili nel tempo e all'interno del pendio in intensità, direzione e verso ed una riduzione delle azioni resistenti, dovuta a fenomeni di fatica e/o accumulo delle pressioni interstiziali derivanti dalla ciclicità del carico. In generale il decadimento della resistenza cresce con il numero dei cicli di carico legati alla durata del sisma.



Veduta aerea della frana a Daly City, la più grande innescata dal terremoto nella contea di San Mateo, spostando circa 36.700 metri cubi di materiale. La base è di circa 152 m. [S.D. Ellen, U.S. Geological Survey] Terremoto Loma California 1989

Frana della scogliera a nord di Tunitas Creek che ha continuato a muoversi per alcuni giorni dopo il terremoto. [D.M. Peterson, U.S. Geological Survey]

Figura 29 Terremoto Loma California 1989(<https://pubs.usgs.gov/dds/dds-29/>)



Figura 30 Frana sulla E5 Highway in Duzce Earthquake Report on 1999 kocaeli and düzce (turkey) earthquakes - Mustafa Erdi

I principali effetti indotti dal terremoto, a causa della natura transitoria delle azioni sismiche, sono costituiti da spostamenti permanenti prodotti dall'istantaneo raggiungimento, in alcune aree del pendio, della resistenza disponibile, o da deformazioni irreversibili dovute a stati tensionali distanti dalle condizioni di rottura. Gli spostamenti permanenti del pendio possono crescere progressivamente durante il sisma, oppure essere attivati in un particolare istante e svilupparsi in maniera brusca e inattesa, o ancora manifestarsi dopo il termine dell'azione sismica. Essi possono

derivare da deformazioni diffuse nel pendio o da deformazioni localizzate in zone di rottura di limitato spessore, accomunabili a superfici di scorrimento, e possono portare al raggiungimento di uno stato limite, ultimo o di danno, per il pendio o per le opere che con esso interagiscono. Il comportamento dei pendii in condizioni sismiche può essere sostanzialmente governato dalle azioni inerziali indotte dal terremoto o dalla riduzione della resistenza al taglio disponibile. Di conseguenza, i fenomeni di instabilità causati dagli effetti inerziali consistono essenzialmente in un progressivo incremento di spostamenti che si manifesta durante l'evento sismico, mentre l'instabilità indotta da una riduzione della resistenza al taglio si sviluppa più che altro al termine del terremoto. Quando i fenomeni di instabilità sono connessi alle azioni inerziali indotte dal sisma, la valutazione delle condizioni di stabilità del pendio dovrebbe essere eseguita, in linea di principio, utilizzando procedure di analisi che tengano conto del carattere transitorio dell'azione sismica e che permettano una stima delle deformazioni e degli spostamenti indotti dal sisma.

In accordo con quanto detto, nelle applicazioni attuali si utilizza il metodo degli spostamenti, proposto da Newmark (1965). L'azione sismica, in questo approccio, è rappresentata da una storia temporale delle accelerazioni e si assume che lo spostamento relativo fra un volume di terreno potenzialmente instabile e la formazione stabile abbia inizio quando le forze d'inerzia agenti nel volume stesso, considerato infinitamente rigido, determinano il superamento della resistenza disponibile lungo la superficie di scorrimento. Il pendio accumula spostamenti negli intervalli di tempo in cui la velocità relativa è positiva. L'accelerazione critica, che equivale al raggiungimento della resistenza disponibile, può essere stimata mediante un'analisi pseudostatica ed è funzione delle caratteristiche del pendio (geometria, caratteristiche di resistenza, forma e posizione della superficie di scorrimento, regime delle pressioni interstiziali) e dell'inclinazione dell'azione sismica. Solitamente si assume che l'accelerazione critica rimanga costante durante l'evento. Nel metodo degli spostamenti, la valutazione delle condizioni di stabilità coincide con una valutazione della prestazione del pendio effettuata mediante il confronto degli spostamenti indotti dal terremoto con valori di soglia che rappresentano il raggiungimento di condizioni di stato limite ultimo o di danno. Tuttavia, il metodo più diffuso nelle applicazioni per l'analisi sismica di un pendio è tuttora il metodo pseudostatico. In esso, l'azione sismica è uguagliata ad una forza statica equivalente, in grado di produrre gli stessi effetti del terremoto, di grandezza pari al prodotto tra il coefficiente sismico k e il peso del terreno potenzialmente instabile. Il risultato del calcolo è costituito da un coefficiente di sicurezza rispetto allo scorrimento. Rappresentare gli effetti del sisma attraverso una forza statica, costante nel tempo in modulo direzione e verso, implica che l'accelerazione equivalente agente sul pendio $a_{eq} = k \cdot g$, proporzionale al coefficiente sismico k , sia inferiore alla massima accelerazione a_{max} attesa al sito, e possa essere espressa come una sua frazione. Per riportare il metodo pseudostatico ad uno di tipo prestazionale, è necessario stabilire una relazione fra gli spostamenti attesi e i parametri utilizzati nell'analisi: il coefficiente sismico k e il corrispondente coefficiente di sicurezza F_s . In particolare, k può essere correlato alla prestazione sismica del pendio attraverso gli

spostamenti permanenti dovuti agli effetti inerziali, durante il sisma. Di conseguenza, diversi livelli di prestazione del pendio, e quindi di spostamenti attesi, possono essere associati a diversi valori del coefficiente sismico.

Infine abbiamo i metodi dinamici sforzi-deformazioni in cui le equazioni dinamiche del moto vengono risolte mediante metodi di integrazione numerica agli elementi finiti o alle differenze finite implementate in codici di calcolo con i quali è possibile seguire l'andamento nel tempo e nello spazio l'evoluzione dello stato di sforzo e di deformazione e degli spostamenti. Per un'analisi affidabile si richiede una stima accurata di stratigrafia, stato tensionale efficace iniziale, storia di carico sismico, regime delle pressioni interstiziali, caratteristiche di rigidità e resistenza dei terreni in condizioni statiche, dinamiche e cicliche. Le analisi dinamiche avanzate sono di fatto applicabili solo ai pendii artificiali (dighe in terra e grandi rilevati) in cui si hanno a disposizione le informazioni di dettaglio sopra specificate.

I metodi pseudostatici offrono come vantaggio la semplicità di impiego la possibilità di considerare gli effetti della morfologia, della stratigrafia, superfici di scorrimento irregolari, la variabilità delle proprietà geotecniche ma presentano il limite di considerare l'azione sismica costante e la difficoltà nella scelta di un opportuno coefficiente sismico. Di contro i metodi degli spostamenti hanno il vantaggio di interpretare meglio il comportamento dei pendii naturali durante i terremoti ma richiedono pesanti semplificazioni delle condizioni stratigrafiche e morfologiche del pendio.

4.7 La liquefazione.

In senso stretto 'liquefazione' è lo stato fisico in cui può venire a trovarsi un terreno sabbioso saturo quando la sua resistenza al taglio si riduce drasticamente per effetto dell'incremento e dell'accumulo delle pressioni interstiziali. In senso ampio con il termine 'liquefazione' si indicano differenti fenomeni fisici (liquefazione ciclica, mobilità ciclica, fluidificazione) molto diversi tra loro, osservati nei materiali granulari saturi durante l'applicazione di carichi dinamici e ciclici in condizioni non drenate. Le conoscenze acquisite mediante lo studio degli eventi sismici del passato hanno evidenziato che i fenomeni di liquefazione sono legati alla combinazione di fattori 'predisponenti' (natura dei terreni) e fattori 'scatenanti' (sisma). In mancanza di uno di tali fattori i terreni non arrivano a liquefazione. In relazione alla severità dell'evento ed alle condizioni geometriche e di stato tensionale iniziale, gli effetti della liquefazione possono essere molto diversi. In condizioni free field in genere prevalgono i fenomeni del tipo:

- crateri, vulcanelli, fuoriuscite di acqua e sabbia;
- grandi oscillazioni e rotture del terreno;
- abbassamenti e sollevamenti del terreno.

La severità di questi fenomeni cresce al crescere dell'intensità sismica, dell'estensione della zona soggetta a liquefazione e al ridursi della soggiacenza della falda.

In presenza di sforzi di taglio statici prevalgono invece fenomeni del tipo:

- movimenti orizzontali del terreno (lateral spreading);
- movimento di masse fluide/collasso di pendii naturali e artificiali;
- perdita di capacità portante delle fondazioni;
- galleggiamento di opere sotterranee;
- collasso di opere di sostegno e banchine portuali.



Figura 31 Effetti della liquefazione innescata dal terremoto di Niigata Giappone del 16/06/1964 - Il globo terrestre e la sua evoluzione, Zanichelli, Bologna 1993, p. 238



Figura 32 Edificio ribaltato in Adapazari a causa di fondazioni indebolite / liquefatte Report on 1999 kocaeli and düzce (turkey) earthquakes - Mustafa Erdik

Le metodologie note in letteratura e recepite in documenti tecnico scientifici e normativi (in Italia Norme AGI 2005, NTC 2008, NTC 2018, ICMS 2008, LQ 2017) definiscono una magnitudo di soglia (tipicamente $M=5$), al di sopra della quale si ritiene (insieme ad altre condizioni) si debbano intraprendere analisi di valutazione della liquefazione. In particolare, le condizioni che i documenti tecnici citati riportano per lo sviluppo di fenomeni di liquefazione sono sinteticamente le seguenti:

- condizione 1: nella successione litologica sono presenti orizzonti di terreni non coesivi saturi (limi sabbiosi, sabbie, sabbie limose, sabbie ghiaiose, sabbie argillose e ghiaie sabbiose) ad una profondità inferiore a 20 m dal p.c. Se si hanno dati disponibili è possibile rilevare la presenza nella successione litologica di orizzonti di terreni non coesivi con particelle di determinato e prefissato diametro;

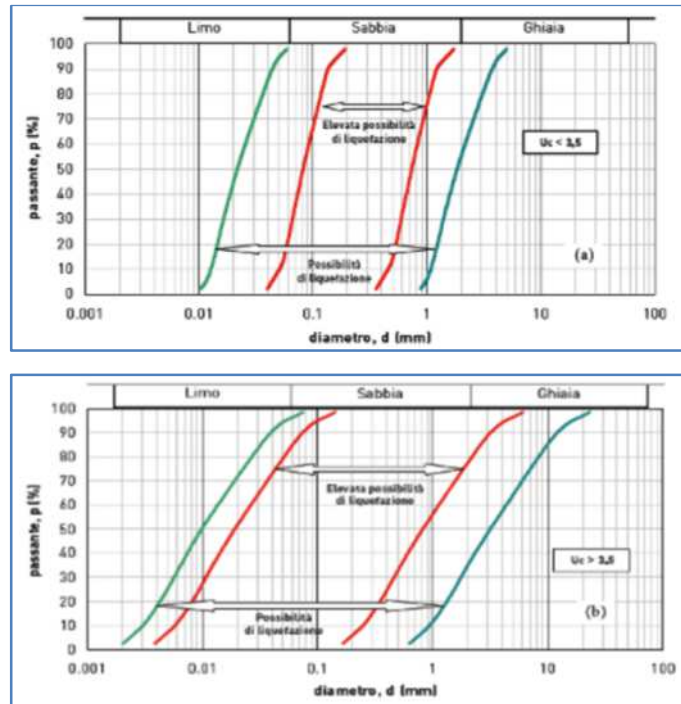


Figura 33 Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno, per terreni a granulometria uniforme (a) ed estesa b) LG Liquefazione 2017,

- condizione 2: falda acquifera ad una profondità media stagionale inferiore a 15 m dal p.c.;
- condizione 3: eventi sismici attesi al sito devono essere caratterizzati da valori magnitudo $M_w \geq 5$ ($I_{rif} \geq VII$) e da PGA di riferimento $a_{max} \geq 0,1g$ ($IMCS \geq VII$).

Nella figura 34 sono riportati i diagrammi delle fasce granulometriche che richiedono una valutazione della suscettibilità alla liquefazione. Per la verifica del requisito riferito al valore di PGA è sufficiente attenersi allo studio di pericolosità sismica a scala nazionale (Gruppo di Lavoro MPS, 2004), mentre per quanto concerne la stima di M_w (magnitudo momento) si hanno a disposizione più metodi di calcoli (Albarello D. 2014, De Ferrari R. 2015, LQ 2017).

4.8 Metodologie di analisi e zonazione del rischio di frane sismoindotte

Le metodologie per l'analisi e la zonazione del rischio di frana indotta e/o riattivata da sisma vengono generalmente classificate in livelli corrispondenti a gradi di dettaglio crescente, in termini di: definizione dell'azione sismica, accuratezza dei rilievi geologici e della caratterizzazione geotecnica, complessità dell'analisi di stabilità del pendio, e significato ingegneristico dei parametri rappresentativi degli effetti dell'azione sismica sugli elementi esposti al rischio.

Nell'approccio proposto da Silvestri et alii (2006) vengono individuati quattro livelli di analisi del rischio di frana in zona sismica sinteticamente descritti nella tabella 18.

Livello	Azione sismica	Metodo di analisi	Parametri rappresentativi	Scala
I	M (magnitudo)	Empirico-storica	Rischio storico relativo	1:100.000 1:50.000
II	a_{max} (accelerazione massima)	Pseudo-statica Correlazioni empiriche	Coefficiente di sicurezza Spostamenti	1:25.000 1:10.000
III	$a_h(t)$ (accelerogramma hz)	Dinamica semplificata	Spostamenti	1:5.000 1:2.000
IV	$a_h(t), a_v(t)$ (accelerogramma hz + vert.)	Dinamica avanzata	Tensioni/ Deformazioni	1:1000 1:500

Tabella 18 Livelli di analisi del rischio frana in zona sismica (Silvestri et alii 2006)

Analisi di primo livello

In linea generale, una metodologia di zonazione sismica di Livello I è indirizzata ad ottenere una valutazione preliminare dello stato di rischio a scala regionale, basata sull'uso di dati storici di danneggiamento, interpretabili con correlazioni empiriche riferite a diverse tipologie di meccanismi deformativi. Per le analisi di I livello, ai fini della zonazione per franosità, sono presentati due tipi di approccio:

- a) i metodi basati sulla relazione magnitudo-distanza;
- b) i metodi basati sul criterio della minima intensità.

Tali metodologie considerano solo la numerosità e la distanza epicentrale degli eventi franosi osservati in occasione di terremoti passati e correlano questi elementi alla intensità o alla magnitudo del sisma. In questo modo viene evidenziata l'influenza di un solo fattore scatenante (il terremoto) e trascurata completamente sia quella dei fattori predisponenti (condizioni morfologiche, geotecniche e idrauliche del pendio), sia quella di un altro importante fattore scatenante quali le piogge. Di conseguenza, le relazioni così trovate risultano avere una validità strettamente locale e non sono direttamente applicabili al di fuori del contesto originario. In base allo studio di numerosi casi relativi a fenomeni di instabilità prodotti da eventi sismici per lo più nel territorio degli Stati Uniti, Keefer & Wilson (1989) hanno ricavato, per ogni categoria di frana correlazioni empiriche tra la magnitudo del terremoto e distanza dalla sorgente del fenomeno di dissesto attivato che permettono di perimetrare l'area entro cui può verificarsi un fenomeno franoso indotto da un evento sismico, di cui vengano fissate magnitudo e posizione della sorgente (figura 34). Gli eventi appartenenti alla prima categoria, come mostrato da Keefer e Wilson sulla base dell'osservazione di numerosi casi reali, sono quelli che si manifestano a maggiore

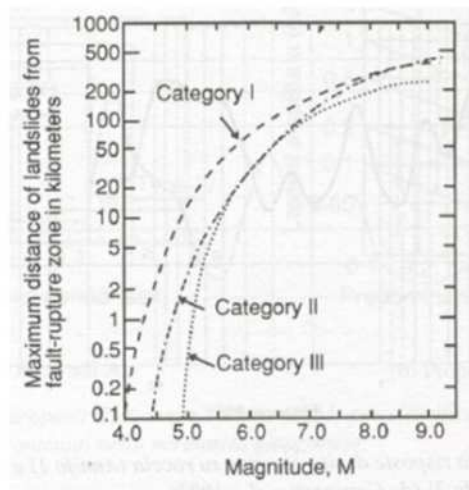


Figura 34 Massima distanza epicentrale per le diverse categorie di frane indotte da terremoti di differente magnitudo (TC4, 1993)

distanza dall'epicentro. Studi condotti da Yasuda e Sugitani (1988) mostrano, inoltre, che la massima distanza epicentrale di frane superficiali è maggiore di quella di frane profonde.

Nel Manuale di Zonazione vengono riportati e messi a confronto i risultati degli studi condotti da alcuni ricercatori sui terremoti occorsi in diverse parti del mondo per stabilire un legame tra la massima distanza alla quale si sono verificati i movimenti franosi e la magnitudo dell'evento sismico. Le analisi svolte indicano che l'estensione dell'area interessata da eventi franosi in paesi con clima arido (Iran e Armenia) è minore di quella in paesi con clima umido (Giappone e Filippine) e che la massima distanza rispetto a una faglia è minore che rispetto a un epicentro. Sulla base di queste considerazioni vengono proposte nel Manuale TC4 una serie di curve che definiscono la relazione distanza epicentrale massima-magnitudo per frane distruttive e non distruttive in paesi con clima arido e con clima umido. L'osservazione degli eventi franosi avvenuti in seguito al terremoto umbro-marchigiano del settembre 1997 ha mostrato un buon accordo con le relazioni indicate nella figura 36. La distanza delle frane dagli epicentri delle due scosse principali (rispettivamente di magnitudo 5.5 e 5.8) è risultata infatti compresa tra 0 e 20 km.

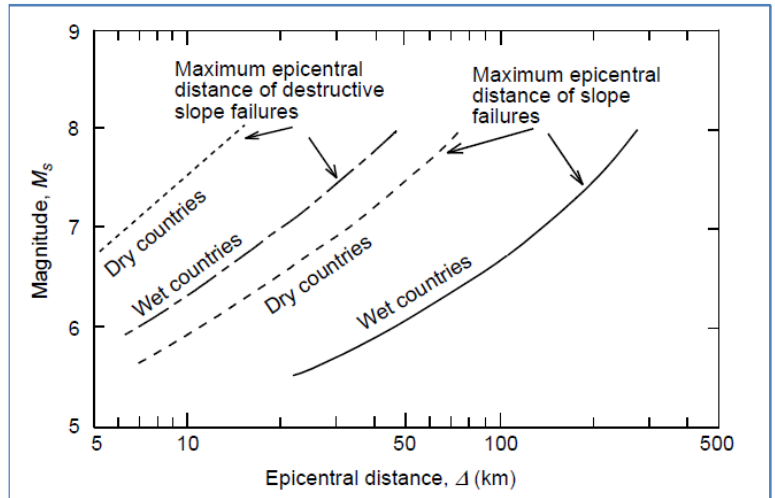


Figura 35 Relazione tra magnitudo e distanza epicentrale per l'attivazione delle frane sismoindotte (TC4, 1993)

Con i metodi basati sul criterio della minima intensità viene stabilito per la zona in esame il valore minimo dell'intensità cui è associato il manifestarsi di fenomeni franosi. Keefer e Wilson (1989), ad esempio, analizzando la distribuzione del numero di terremoti che hanno causato fenomeni di instabilità dei pendii, in funzione della loro intensità, indicano che il valore minimo dell'intensità che può indurre instabilità è pari a V÷ VI gradi nella scala Mercalli Modificata. Tiwari B. e Ajmera (2017) adottando un approccio simile a quello adottato da Keefer hanno proposto delle correlazioni tra accelerazioni di picco ed area interessata da frane sismoindotte.

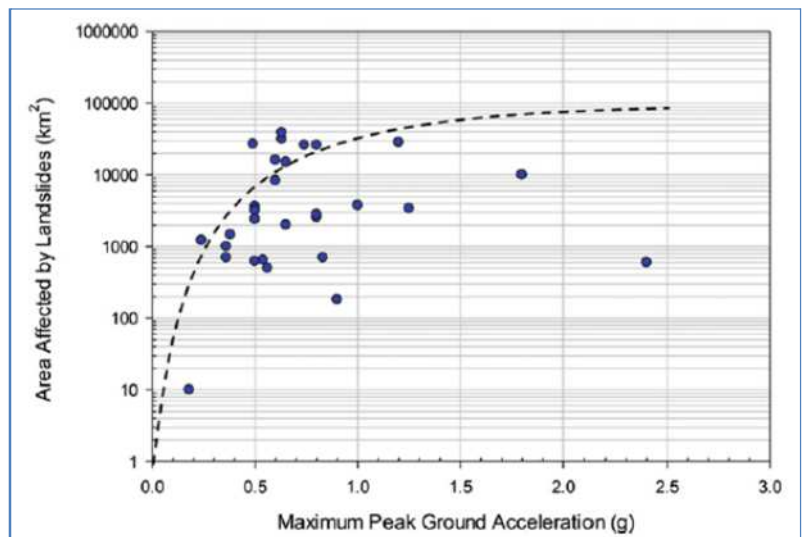


Figura 36 Relazione tra area interessata da frane sismoindotte e PGA - Tiwari B. e Ajmera (2017)

Analisi di secondo livello

I metodi di I livello forniscono risultati di scarso interesse ai fini della zonazione per instabilità dei pendii. In particolare, quelli basati sulle relazioni magnitudo-distanza consentono di stimare l'estensione dell'area in cui possono manifestarsi eventi franosi a condizione che siano state identificate le eventuali sorgenti sismiche, epicentri o faglie sismogenetiche, cosa estremamente difficile nel territorio italiano, a sismicità molto diffusa. I metodi di I livello, prescindendo da qualunque informazione morfologica, geotecnica e idraulica, non sono in grado di fornire nessuna indicazione specifica sulla pericolosità del singolo sito. I metodi di II livello consentono di migliorare notevolmente la qualità dei risultati con l'aggiunta di alcuni dati relativi alla topografia, alla geologia, alle condizioni idrauliche e alla piovosità, acquisiti con indagini speditive e/o da rapporti e documenti esistenti. Tali metodi sono finalizzati soprattutto alla redazione di carte di suscettibilità e vengono generalmente applicati suddividendo l'area in esame in celle quadrate di dimensioni opportune.

Gli approcci più comuni di zonazione di II livello considerano la pericolosità sismica locale espressa in termini di accelerazione massima al suolo, a volte includendo gli eventuali effetti dell'amplificazione locale e restituiscono carte del danno atteso basate sull'uso del modello di Newmark o di correlazioni tra spostamenti e parametri sintetici del moto sismico (p.es. accelerazione di picco o intensità di Arias) da esso derivate. Nell'ambito dei metodi di analisi dinamica semplificata, il modello del blocco rigido di Newmark rappresenta a tutt'oggi il più semplice e di diffuso impiego. La teoria del blocco rigido, sulla quale si basano i metodi degli spostamenti, è stata introdotta da Newmark (1965) nella metà degli anni '60 per lo studio della stabilità in condizioni sismiche di dighe in terra e rilevati arginali; successivamente, numerosi altri autori ne hanno esteso l'applicazione a differenti problemi di natura geotecnica, che includono analisi di stabilità di pendii e rilevati, muri di sostegno a gravità, fondazioni superficiali Madiai (2009). Il metodo di Newmark considera il volume di terreno potenzialmente instabile come un blocco rigido che scorre su un piano inclinato. Al blocco si associa un valore di accelerazione critica a_c , che rappresenta la soglia di accelerazione da superare per mobilitare la resistenza al taglio ed innescare il fenomeno franoso. Nel complesso, gli approcci comuni o comunque più ricorrenti in questi studi sono:

- pericolosità sismica locale definita mediante scenari deterministici (massimo terremoto storico o eventi sismici recenti), ed espressa in termini di accelerazione massima al suolo, a volte includendo gli eventuali effetti dell'amplificazione locale;
- valutazione del rischio di instabilità ottenuta da analisi pseudo-statiche con metodi dell'equilibrio limite, quasi sempre in ipotesi di pendio indefinito, per la semplicità di implementazione su GIS mediante gestione di un limitato numero di informazioni in termini di pericolosità sismica, dati topografici e proprietà geotecniche;
- proprietà geotecniche assunte in base a cartografia geologica 1:10.000 ÷ 1:50.000, con parametri assegnati uniformi per ogni formazione geologica cartografata;

- condizioni di falda parimenti uniformi, e corrispondenti a situazioni "estreme" (falda ovunque assente, oppure ovunque affiorante al piano di campagna);
- carte del danno atteso basate sull'uso del modello di Newmark o di correlazioni tra spostamenti e parametri sintetici del moto sismico (p.es. accelerazione di picco o intensità di Arias) da esso derivate.

Nella tabella 19 è riportata una sintesi dei principali studi di letteratura con esempi di zonazione di livello II del rischio di frana in zona sismica che spesso hanno come finalità l'individuazione delle aree più suscettibili d'innesco di frane sismo-indotte e vengono applicate in ambiente GIS

	Andrighetto (1994)	Luzi & Pergalani (1996)	Miles & Ho (1999)	Khazai & Sitar (2000)	Luzi & Pergalani (2001)	Havenith (2002)	Biondi <i>et al.</i> (2004)
Scala cartografica	1:5.000-1:50.000	1:25.000-1:50.000	1:50.000	1:25.000-1:100.000	territoriale	regionale	1:10.000
Cella elementare	20x20, 40x120 m	30x30 m	dimensioni non specificate	dimensioni non specificate	10x10 m	100x100 m	40x40 m
Scenari di pericolosità sismica	$a_{max} = f(M, d)$ calcolata con relazioni empiriche; a_{max} calcolata con metodi probabilistici e storico statistici.	$a(t)$ registrati, non vengono utilizzate leggi di attenuazione	$a(t)$ simulati con l'algoritmo di Boore; I_a calcolata con relazioni empiriche e con l'espressione rigorosa.	$a_{max} = f(M, d)$	I_a e P_d registrati, non vengono utilizzate leggi di attenuazione	I_a calcolata per mezzo di relazioni empiriche e metodi probabilistici	$a_{max} = f(M, d)$
Profondità delle superfici di scorrimento	Stimate in base a dissesti preesistenti	Stimate in base a considerazioni non precisate	Stimate in base a considerazioni non precisate	$h = f(\beta)$	Stimate in base ad indagini geotecniche	$h = 10$ m Stimata in base a dissesti preesistenti	Stimate in base a considerazioni non precisate
Condizioni di falda	Terreno asciutto o saturo	Terreno asciutto o saturo	Terreno asciutto o saturo	Terreno asciutto o saturo	Stimate in base ad indagini geotecniche	$z_w = 5$ m	Stimate in base a considerazioni non precisate
Spostamenti	-	Analisi Newmark	Analisi Newmark $D = f(a_c, I_a)$	$D = f(a_c, a_{max})$	$D = f(a_c, I_a)$ $D = f(a_c, P_d)$	$D = f(a_c, I_a)$	$D = f(a_c, a_{max})$
Note	-	[1]	[2]	-	[3]	[4]	[5]

[1]	Oltre al modello di pendio indefinito, è proposto l' <i>Ordinary Slices Method (OSM)</i> , in cui ogni cella elementare è considerata dipendente anche dal comportamento delle celle adiacenti mediante introduzione di alcuni filtri.
[2]	Programma di calcolo degli spostamenti con il metodo di Newmark collegato al GIS.
[3]	P_d = potenziale distruttivo del terremoto, definito pari a I_a/v_0 (dove v_0 è il numero di passaggi dello zero del segnale nell'unità di tempo).
[4]	Per il calcolo dell'intensità di Arias I_a tiene conto anche dei coefficienti di amplificazione S .
[5]	E' stato tenuto conto delle sovrappressioni indotte dal sisma, assumendo valori del coefficiente di pressione interstiziale $r_u = 0$ e $r_u = 0.5$.

Tabella 19 Esempi di zonazione di livello II del rischio di frana in zona sismica Silvestri et alii (2006)

4.9 Microzonazione sismica

La nostra nazione e, in particolare il centro Italia, ha attraversato negli ultimi anni un periodo di notevole difficoltà, divenendo teatro di intensi eventi sismici che hanno causato gravi danni a persone ed infrastrutture. Le differenze riscontrate nell'intensità dei danni provocati dal terremoto è da ricondurre alla qualità delle costruzioni, ma un ruolo importante hanno giocato anche gli effetti di sito legati al terreno, alla geologia e alla morfologia. Da diversi anni gli studi di ingegneri e geologi si sono concentrati con frequenza sempre crescente sulla Microzonazione Sismica. Tali approfondimenti permettono di valutare il rischio sismico di un'area e, attraverso la scelta di criteri idonei, prevedere e ridurre gli effetti provocati da un terremoto, tra cui fenomeni franosi, di liquefazione delle sabbie, di subsidenza, di amplificazione locale dell'azione sismica. La microzonazione è condotta attraverso studi sulla topografia, geomorfologia, geolitoologia e

idrogeologia del sito ed è finalizzata all'individuazione di zone del territorio caratterizzate da comportamento sismico omogeneo. In Italia nel 2008 sono stati approvati dalla Conferenza delle Regioni e delle Province autonome gli "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica" (ICMS 2008), redatte da un gruppo di lavoro costituito dal Dipartimento della Protezione Civile, dalle Regioni e dalle Province autonome. Le rappresentazioni cartografiche che contribuiscono alla restituzione dei risultati degli studi di microzonazione individuano:

- zone nelle quali non sono previste significative modifiche dello scuotimento che l'evento sismico causerebbe su terreni rigidi e pianeggianti;
- zone nelle quali lo scuotimento è amplificato;
- zone suscettibili di frane in terreni e in roccia;
- zone suscettibili di liquefazioni;
- zone interessate da faglie attive e capaci;
- zone interessate da cedimenti differenziali.

Sono stati, inoltre, individuati tre livelli di approfondimento degli studi di microzonazione sismica, con complessità e specificità crescenti:

- Livello 1: raccolta ed elaborazione dei dati preesistenti al fine di suddividere il territorio in microzone con comportamento sismico qualitativamente omogeneo. Il risultato dello studio di livello 1 è la Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS).
- Livello 2: vengono portati avanti degli approfondimenti conoscitivi relativamente alle incertezze individuate nel livello 1 e viene associato alle microzone omogenee l'elemento quantitativo, espresso come fattore di amplificazione F_a , con metodi semplificati (abachi e leggi empiriche). Il risultato di questo Livello di approfondimento è la Carta di microzonazione sismica.
- Livello 3: è il livello di maggiore approfondimento e viene realizzato nelle zone stabili suscettibili di amplificazioni locali, nei casi di situazioni geologiche e geotecniche complesse. I risultati sono di tipo quantitativo quali gli spettri di risposta, per le amplificazioni; gli spostamenti, i cedimenti, l'indice di liquefazione, per le instabilità. Il prodotto di questo Livello è la Carta di microzonazione sismica con approfondimenti su tematiche o aree particolari.

Gli Indirizzi e criteri generali per la microzonazione sismica costituiscono il riferimento relativo all'analisi di pericolosità sismica, necessario all'analisi del rischio sismico, applicabile ai settori della programmazione territoriale, della pianificazione urbanistica, della pianificazione dell'emergenza e della normativa tecnica per la progettazione. Gli studi di microzonazione hanno tra gli obiettivi l'individuazione delle zone suscettibili di liquefazioni ed in Italia sono state redatte dalla Commissione tecnica per la microzonazione sismica le "Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da liquefazione (LQ)". Detto documento è stato predisposto con la finalità di modificare e integrare quanto indicato in "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica" (ICMS,

2008) nella parte riguardante i fenomeni di liquefazione, anche alla luce dell'esperienza del terremoto padano-emiliano del maggio 2012 in cui si sono verificati diversi fenomeni di liquefazione (Tonni et alii 2015). In detto documento vengono definiti i criteri per l'individuazione delle aree potenzialmente soggette al fenomeno di liquefazione. Sulla base di indagini sulla natura dei terreni e studi sulla pericolosità sismica del sito risulta pertanto possibile effettuare affidabili previsioni del rischio di liquefazione e proteggersi dagli effetti distruttivi legati a questo fenomeno con una opportuna scelta dei siti di costruzione e/o con interventi sui terreni e sulle opere di fondazione.

4.10 Vulnerabilità dell'infrastruttura alla sollecitazione sismica

Come già detto un evento sismico può mettere in crisi gran parte di una rete stradale in quanto può coinvolgere simultaneamente più archi mutuamente alternativi e quindi isolare ampie zone di territorio. Con riferimento alle definizioni di vulnerabilità introdotte nei capitoli precedenti, rispetto alla sollecitazione sismica, possiamo individuare una vulnerabilità strutturale dei diversi elementi che compongono l'infrastruttura e che quindi possono essere danneggiati direttamente dall'azione sismica e una vulnerabilità del territorio su cui è collocata l'infrastruttura che in maniera indiretta può provocare un danneggiamento della stessa. Nei successivi paragrafi verranno illustrate le diverse metodologie presenti in letteratura per valutare la funzionalità di un elemento strutturale quale ad esempio un viadotto a seguito di un evento sismico e le metodologie che vengono utilizzate per valutare la funzionalità della strada per effetto di un danneggiamento indiretto dell'infrastruttura causato per esempio da fenomeni di instabilità o dovuti a crolli e cedimenti di strutture adiacenti all'infrastruttura stessa. La maggior parte degli studi si basano sulle osservazioni dei danni prodotti dai terremoti verificatisi nel passato che hanno evidenziato le fragilità dell'infrastruttura stradale:

- Loma Prieta (USA), 18/10/1989, $M = 7,1$: più di 80 ponti subirono danni minori, 10 furono chiusi a causa di gravi danni e 3 subirono il collasso di una o più campate. Complessivamente furono registrati 65 blocchi a causa di danni diretti (scuotimento del terreno, frane, liquefazione, rottura) e 82 a causa di danni indiretti (crolli di edifici, perdite di gas, condotte pause ecc.)
- Costa Rica, 22/4/1991, $M = 7,5$: 12 ponti furono completamente danneggiati. In molte località la pavimentazione fu attraversata da ampie fessure, e i rilevati presentarono estesi scivolamenti.
- Hokkaido (Giappone), 12/7/1993, $M = 7,8$: il traffico risultò interrotto in 365 punti della rete stradale nell'area disastrosa principalmente a causa di dissesti dei rilevati, fenomeni di liquefazione, frane e tsunami. Furono limitati invece i danni ai ponti e alle gallerie.
- Northridge (USA), 17/1/1994, $M = 6,7$: 230 ponti subirono danni tra cui 7 con crolli. Furono osservati diversi danni sulle strade locali e regionali. Complessivamente furono registrati 63 blocchi stradali a causa di danni diretti (scosse di terreno, frane, liquefazione, rottura della faglia) e 77 a causa di danni indiretti (crolli di edifici, perdite di gas, rotture di condutture ecc.).

- Kobe (Giappone), 17/1/1995, $M = 7,9$.: circa il 60% dei ponti presenti nell'area del disastro furono danneggiati tra cui 27 in modo serio inoltre si registrarono numerosi blocchi a causa del crollo delle case.
- Chi-Chi (Taiwan), 21/9/1999, $M = 7,6$: sulla rete stradale delle contee di Taichung e Nantou a causa delle rotture in superficie causate dalla faglia, furono registrati danni gravi su circa il 10% del numero totale di ponti presenti nell'area del disastro a causa delle grandi deformazioni che subì il terreno di fondazione. Ci furono 12 ponti crollati.
- Kocaeli (Turchia), 17/8/99, $M = 7,4$: i maggiori danni furono osservati nelle regioni di Kocaeli e di Sakarya, principalmente a causa delle rotture in superficie causate dalla faglia.
- Niigata - Chuetsu Oki (Giappone), 16/7/2007, $M = 6,6$ e Niigata-ken Chuetsu (Giappone), 23/10/2004 $M = 6,6$: diversi danni furono registrati sulla rete di trasporto in entrambi i terremoti, relativi a causa di frane e fenomeni di liquefazione. Inoltre si verificarono danni moderati nelle gallerie con rivestimento in calcestruzzo non armato.
- L'Aquila (Italia), 6/4/2009, $M = 6,3$: si registrò il crollo di un ponte su una strada rurale e danni minori su altri ponti. In aree montane si registrarono blocchi a causa di frane mentre non si registrarono danni sulle gallerie.
- Cile, 27/2/2010, $M = 8,8$: il terremoto colpì la rete di trasporto in una vasta area (circa 600 km x 100 km). Si registrarono danni su più di 45 ponti con dissesti delle fondazioni e sulla sovrastruttura per effetto della sollecitazione sismica. Si registrarono diverse danni per cedimenti dei rilevati e instabilità dei terreni di fondazione.
- Sequenza sismica del centro Italia Amatrice 24/08/2016 $M=6$; Ussita 26/10/2016 $M=5,4$ e $M=5,9$; Norcia 30/10/2016 $M=6,5$, Capitignano 18/01/2017 $M=5,5$. l'area interessata dalla sequenza sisma fu di circa 7600 Km² e le criticità rilevate sulla rete stradale (ostruzioni per crolli edifici, frane e caduta massi, danneggiamenti opere d'arte e corpo stradale) furono circa 1000 tra cui circa 310 interruzioni complete e circa 200 limitazioni di traffico.

Dall'analisi degli eventi sismici del passato appare evidente che le infrastrutture stradali possono essere considerati sistemi complessi in cui i singoli componenti connessi spazialmente garantiscono la connettività della rete e il regolare andamento dei flussi di traffico. I metodi di valutazione del rischio sismico per le infrastrutture di trasporto richiedono che non sia solo valutata la prestazione del singolo componente ma che venga valutata la prestazione generale del sistema. Quando si valuta il rischio di terremoti per il sistema di trasporto, è importante prendere in considerazione l'effetto integrato dell'azione sismica, dei fenomeni di liquefazione e delle frane sui componenti e sul sistema nel suo complesso Kiremidjian et alii (2007). Quindi il rischio sismico di un sistema di trasporto deve essere valutato in termini di danni diretti sui singoli componenti ed impatto sulla rete di trasporto.

4.10.1 Danni diretti

4.10.1.1 Ponti e viadotti

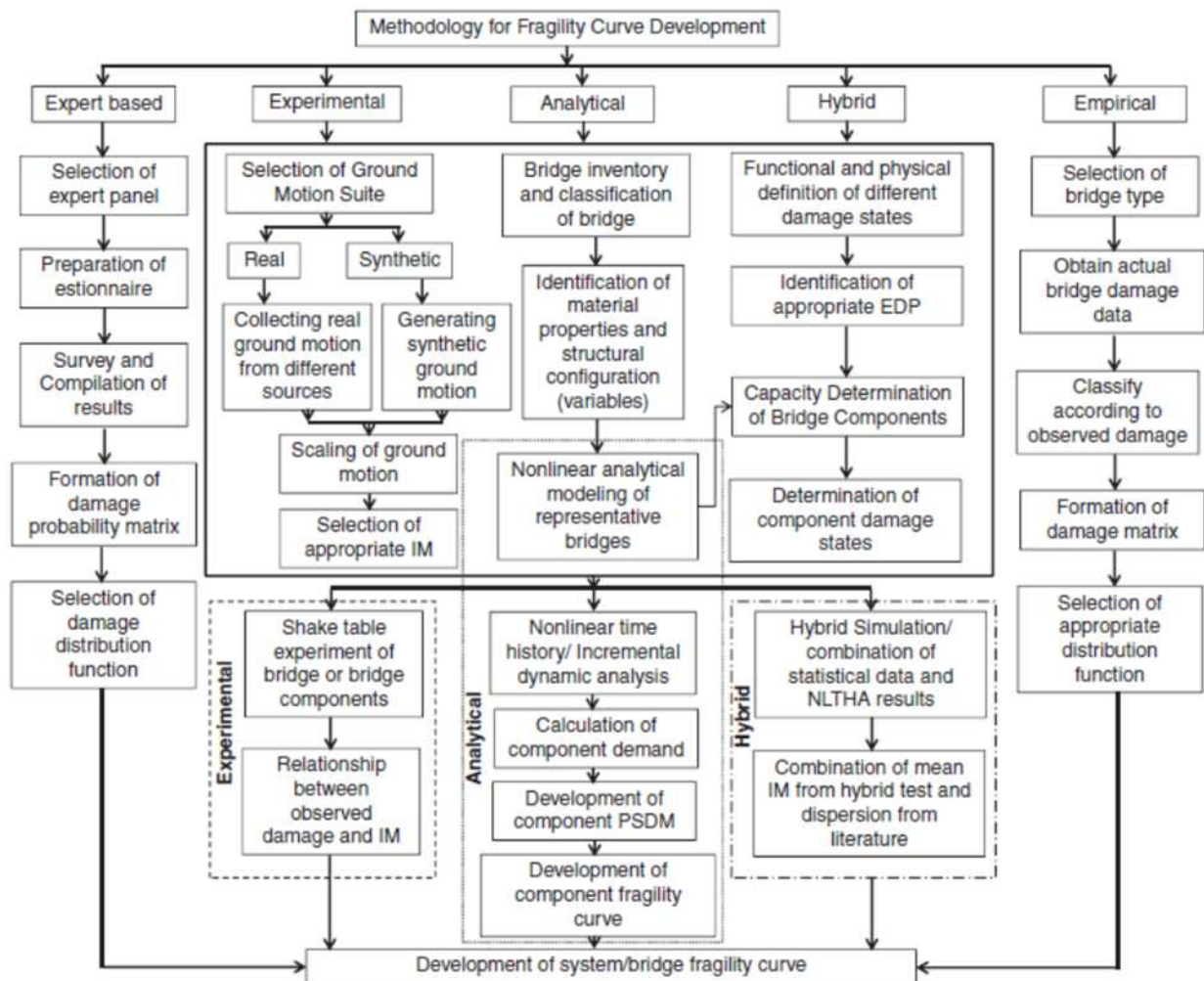
Muntasir Billah A.H.M. e Shahria Alam M. (2015) evidenziano come negli ultimi anni c'è stato un sostanziale aumento di interesse tra i ricercatori sul tema della valutazione della fragilità sismica dei ponti stradali come dimostra la crescente quantità di pubblicazioni sul tema. Fin dagli anni 70 numerosi ricercatori hanno sviluppato e proposto varie metodologie per la costruzione di curve di fragilità che possono essere determinate utilizzando diversi approcci: empirico, analitico, basato sul giudizio esperto, ibrido (figura 37).

Le curve di fragilità empiriche si basano su dati sismici di terremoti passati e richiedono la raccolta di statistiche sui danni post-terremoto. Questo approccio tiene direttamente in considerazione gli effetti dell'interazione suolo-struttura, tuttavia, la relazione tra il movimento del suolo e il danno prodotto è tipicamente basata su un basso numero di dati disponibili per la singola località considerata o per il singolo evento sismico. Di conseguenza le curve sono specifiche per un particolare sito in quanto derivano da specifiche condizioni sismo-tettoniche e geotecniche e da proprietà delle strutture. Per utilizzare questo tipo di approccio, ed ottenere curve di vulnerabilità empiriche attendibili, è necessario che i dati coprano un'ampia gamma di terremoti, di tipi di suolo e per le diverse tipologie di strutture. Questo risultato è raggiungibile solo attraverso l'unione, il confronto e la combinazione di dati provenienti da terremoti e da luoghi diversi.

Le curve di fragilità ottenute con il giudizio degli esperti si basano sull'opinione e sull'esperienza di un esperto o di un gruppo di esperti. Ciò implica che il giudizio e le curve ottenute siano molto versatili e relativamente veloci da ricavare, ma non hanno basi scientifiche e la loro affidabilità è dipende dall'esperienza individuale degli esperti consultati.

Le curve di fragilità analitiche adottano distribuzioni di danno ottenute da analisi di modelli strutturali sottoposti a carichi sismici crescenti. L'applicazione di questo approccio riduce gli errori e può portare ad una maggiore affidabilità nella stima della vulnerabilità per le diverse categorie di strutture. La costruzione di curve di fragilità per la valutazione della vulnerabilità sismica di elementi stradali attraverso approccio numerico analitico sta diventando sempre più interessante per la facilità e l'efficienza con cui i dati possono essere reperibili e resi disponibili, anche se questa richiede la disponibilità di dati di dettaglio sulle strutture e tempi di elaborazione. Questo approccio permette di valutare le curve di fragilità considerando le caratteristiche distintive delle geometrie degli elementi stradali, le caratteristiche del movimento sismico e le proprietà del suolo.

Le curve di fragilità ottenute con approccio ibrido combinano dati provenienti da fonti diverse per compensare la mancanza di dati osservazionali, la soggettività dei dati di giudizio e le carenze di modellizzazione delle procedure analitiche. I modelli ibridi possono essere particolarmente utili quando vi è una mancanza di dati sul danno per un certo livello di intensità sismica per la zona geografica considerata.



Method	Advantages	Disadvantages
Expert-based/judgmental	Simple method. All factors can be incorporated.	Extremely subjective. Depends on panel expertise. Often biased and lack of reliability.
Empirical	Represent a realistic picture. Shows the actual vulnerability.	Lack of adequate data. Region and structure-specific. Discrepancy in damage observation.
Experimental	Provides actual damage condition.	Lack of adequate data. Subjective definition of DSs. Weak correlation between geometry and structural properties.
Analytical	Increased reliability. Consideration of all types of uncertainty. Less biased.	Computational cost. Time consuming. Selection of analysis technique. Definition of DSs.
Hybrid	Combination of experimental and analytical observation. Involves damage data from post-earthquake survey. Reduced computational effort.	Selection of probability distribution function. Requirement of multiple data sources. Extrapolation of damage data. Large dispersion in the demand model.

Figura 37 Metodologie per la costruzione delle curve di fragilità e relativi vantaggi Muntasar Billah A.H.M. (2015).

I diversi autori hanno costruito le curve di fragilità con riferimento a diverse indicatori di intensità della sollecitazione sismica (PGA, PGV, Sa (Ty), Sa (T1.0), ecc). Nella tabella 20 è riportata una

lista di autori che hanno sviluppato curve di fragilità per ponti e visdotti con i diversi approcci su menzionati.

Approccio	Autore
Empirico	<ul style="list-style-type: none"> • Basoz et alii (1999) • Elnashai et alii (2004) • Karim & Yamazaki (2001) • Shinozuka et alii (2000a) • Shinozuka (2003)
Analitico statico non lineare	<ul style="list-style-type: none"> • Azevedo et alii (2010) • Karakostas et alii (2006) • Mander (1999) • Moschonas et alii (2009) • Shinozuka et alii (2000b)
Analitico dinamico non lineare	<ul style="list-style-type: none"> • Avsar et alii (2011) • Banerjee & Shinozuka (2008) • Choi et alii (2004) • Elnashai et alii (2004) • Fardis M.N et alii (2011) • Franchin et alii (2008) • Jeong & Elnashai (2007) • Kappos et alii (2006) • Karim & Yamazaki (2001) • Karim & Yamazaki (2003) • Kibboua et alii (2011) • Lupoi et alii (2005) • Nielson & Des Roches (2007) • Nielson (2005) • Padgett & Des Roches (2009) • Saxena et alii (2000) • Shinozuka et alii (2000a) • Shirazian et alii (2011) • Yi et alii (2007)

Tabella 20 sintesi delle curve di fragilità costruite in letterature da Syner-G

Nella valutazione del danno causato dalla sollecitazione sismica vengono definiti livelli di prestazione di un ponte attraverso soglie di danno denominate stati limite. I diversi approcci utilizzati per ricavare curve di fragilità generalmente modellano il danno su una scala discreta. Nelle procedure empiriche, come descritto nel metodo HAZUS e Risk-UE la scala viene definita per raggruppare le descrizioni di danno raccolte post sisma, mentre nelle procedure analitiche la scala è correlata allo stato limite della struttura. Nell'ambito del progetto SYNER-G è stato costruito un database delle curve di fragilità realizzate da diversi autori reso disponibile attraverso un tools *Fragility Function Manager* (<http://www.vce.at/SYNER-G/files/downloads.html>). Per quanto riguarda la costruzione delle curve di fragilità attraverso i metodi empirici si rimanda ai paragrafi relativi alla descrizione del metodo HAZUS e del metodo Risk-UE.

4.10.1.2 Gallerie

Le gallerie sono strutture fortemente interagenti con l'ammasso in cui sono collocate e presentano pertanto caratteristiche che rendono il loro comportamento sismico distinto dalla maggior parte delle strutture superficiali. Hashash, Y. M., et alii (2001) evidenziano come la progettazione di strutture sotterranee per resistere al carico sismico ha aspetti molto diversi dalla progettazione sismica delle strutture superficiali. Lanzano et alii (2008) attraverso l'analisi di diversi terremoti hanno evidenziato come le gallerie possono subire seri danneggiamenti a seguito di eventi sismici. Ciò è stato, inoltre confermato anche dalla recente sequenza sismica verificatasi nel centro Italia a partire dal 24 agosto 2016. In linea generale gli effetti dannosi del terremoto sulle strutture sotterranee possono essere raggruppati in due categorie:

- danni derivanti dall'accelerazione sismica sulla struttura
- danni derivanti dai fenomeni deformativi che si possono generare nel terreno in cui è collocata la galleria quali: fenomeni di liquefazione, deformazioni dell'ammasso, instabilità del pendio.

I principali fattori che influenzano i danni sulla struttura sono: l'intensità del sisma, la forma, le dimensioni e le caratteristiche costruttive della galleria, la profondità della struttura.

I danni tipici che sono stati osservati nei terremoti del passato riguardano:

- instabilità del pendio che porta al crollo della galleria
- danni al portale, ostruzione dell'apertura o deformazione del portale
- rotture, fessurazioni o schiacciamento del rivestimento in calcestruzzo (con fessure longitudinali, trasversali o inclinate)
- fessure, rotture del pavimento

Nel caso delle gallerie è molto più difficoltoso separare l'elemento strutturale dal contesto geologico in cui le stesse sono inserite. Ad esempio una galleria realizzata in un ammasso roccioso di buone caratteristiche meccaniche potrebbe essere, al limite, anche del tutto priva delle parti strutturali; al contrario, in presenza di un terreno sciolto, le parti strutturali (calotta, piedritti ed eventualmente arco rovescio) sono indispensabili per la realizzazione della galleria stessa. In queste opere vi è una evidente ed elevata interazione suolo-struttura che ne determina anche le caratteristiche strutturali e costruttive. Non risulta pertanto semplice operare una schematizzazione degli elementi rilevanti ai fini della valutazione di vulnerabilità delle gallerie. Cafiso et alii (2006) hanno proposto una schematizzazione degli elementi rilevanti ai fini della valutazione della vulnerabilità come riportato nella scheda di figura 38.

Anche per le gallerie come per i ponti e viadotti sono state proposte in letteratura modelli per la costruzione di curve di fragilità che mettono in relazione il livello di danneggiamento con l'intensità della sollecitazione sismica. Nella metodologia HAZUS come meglio descritto nel successivo paragrafo 4.11 sono definiti cinque stati di danno: nessun danno (ds1), danno lieve/minore (ds2) che comporta piccole rotture del rivestimento del tunnel, il danno è risolvibile con riparazioni

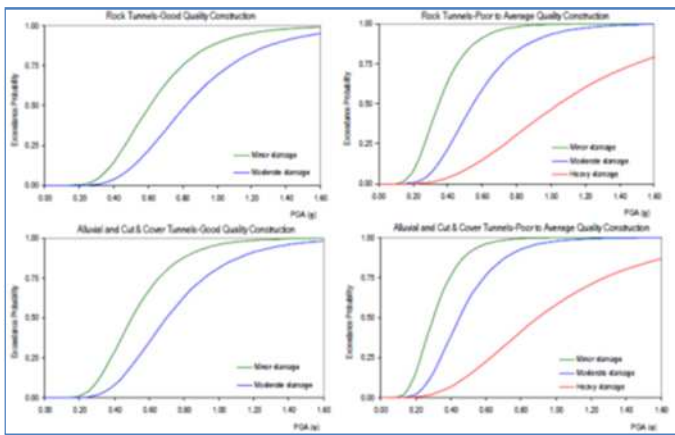
superficiali, danno moderato (ds3) moderata fessurazione del rivestimento del tunnel e caduta massi, danno esteso (ds4), ampia fessurazione del rivestimento della galleria; danno completo (ds5), grave incrinatura del rivestimento della galleria, che potrebbe includere un eventuale collasso. Le curve di fragilità sono state definite in funzione del PGA (accelerazione massima) e del PGD (deformazione permanente del terreno). Inoltre gli stati di danno sono correlati a tempi e costi di riparazione della struttura.

Scheda di valutazione dell'indice di vulnerabilità su di gallerie e tunnel						
Elemento	Vulnerabilità minima			Vulnerabilità massima		
Età	per tutte le opere realizzate dopo il 21/1/1981 (normativa geotecnica)		per tutte le opere realizzate dopo l'entrata in vigore della legge n° 64 del 2/2/1974. Per Catania dalla data di dichiarazione di sismicità: 23/9/1981		tutte le opere realizzate senza criteri antisismici	
Condizioni geologiche	classi I, II e III di Bieniawski	classi IV e V di Bieniawski	terreni granulari ($P_{200} < 35\%$) molto addensati ($D \geq 50\%$)	terreni granulari ($P_{200} < 35\%$) poco addensati ($D < 50\%$)	limi e argille sovraconsolidati	limi e argille normalmente consolidati
Discontinuità geologiche	terreno molto omogeneo e privo di discontinuità	terreno abbastanza omogeneo con qualche discontinuità	terreno molto eterogeneo con numerose discontinuità geologiche	presenza di faglie	presenza di faglie e discontinuità geologiche	
Giunti di deformazione	presenza dei giunti di deformazione			assenza dei giunti di deformazione		
Copertura	gallerie a grande ricoprimento ($h_p < H$)			gallerie a piccolo ricoprimento ($h_p > H$)		
Ubicazione	gallerie interne			gallerie parietali		
Area della sezione	$A < 35 \text{ m}^2$		$35 \leq A < 75 \text{ m}^2$		$A \geq 75 \text{ m}^2$	
Tipologia della sezione	sezioni chiuse			sezioni aperte		
Condizioni dell'opera	opera in perfette condizioni		opera in discrete condizioni		opera in pessime condizioni	

Figura 38 Scheda di valutazione della vulnerabilità delle gallerie proposta da Cafiso et alii 2006

L'America Lifelines Alliance ALA (2001) ha proposto una formulazione empirica delle curve di fragilità derivata dall'analisi di 217 casi di danneggiamenti che prevedono quattro stati di danno: nessun danno (none – $D_{ALA}0$); danno leggero (slight/minor – $D_{ALA}1$) può essere costituito da lievi cricche o scheggiature e altre situazioni con danno contenuto, danno moderato (Moderate $D_{ALA}2$), spazia da rotture moderate al rivestimento della galleria a caduta di materiale, danno grave (Heavy $D_{ALA}3$), collasso del rivestimento o dei terreni circostanti nella misura in cui il tunnel sia immediatamente bloccato (figura 39). Lo stato di danno $D_{ALA}3$ è di solito associato al crollo della galleria. Le curve di fragilità sono costruite in funzione del valore di PGA per quattro categorie di gallerie: gallerie in roccia con buona qualità costruttiva della struttura, gallerie in roccia con una

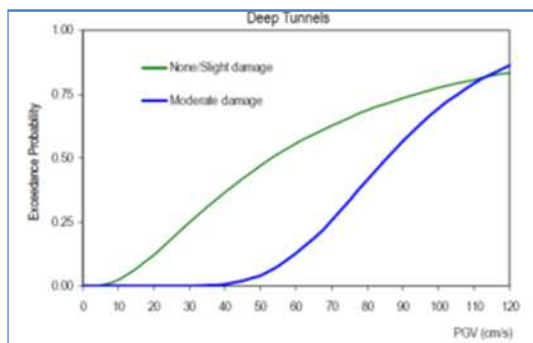
qualità della costruzione medio-bassa, gallerie in terreni o superficiali sempre distinte tra costruzione di buone qualità o qualità medio basse.



Classification	Damage State	Median (g)	β
Good quality construction			
Rock	Slight/Minor	0.61	0.4
	Moderate	0.82	0.4
Soil, Cut & Cover	Slight/Minor	0.50	0.4
	Moderate	0.70	0.4
Poor to average quality construction			
Rock	Slight/Minor	0.35	0.4
	Moderate	0.55	0.4
	Heavy	1.10	0.5
Soil, Cut & Cover	Slight/Minor	0.30	0.4
	Moderate	0.45	0.4
	Heavy	0.95	0.5

Figura 39 Curve di fragilità (ALA 2001) da progetto SYNERG-G

Corigliano (2007) propone una formulazione empirica delle curve di fragilità derivata dall'analisi di 120 casi di danneggiamenti per tunnel profondi (figura 40).



Damage State	Median (cm/sec)	β
None/Slight (A)	53.2	0.84
Moderate (B)	85.5	0.31
Severe (C)	-	-

Figura 40 curve di fragilità Cirigliano (2007) da progetto SYNERG-G

In questo caso le curve di fragilità sono definite in funzione del PGV picco di velocità al suolo e sono costruite sostanzialmente per due livelli di danneggiamento: lieve e moderato mentre il livello di danneggiamento severo è assegnato nel caso di collasso del tunnel

Salmon et alii (2003) hanno proposto delle curve analitiche di fragilità sviluppate per l'analisi del rischio sismico del sistema BART (Bay Rapid Transit) della Baia di San Francisco. Così come Argyrudis e Pitilakis (2012) che ha sviluppato curve di fragilità per gallerie circolari e rettangolari in diverse categorie di suolo.

4.10.1.3 Riempimento a tergo delle spalle di un ponte o di un viadotto

Le curve di fragilità costituiscono uno degli elementi chiave della valutazione del rischio probabilistico sismico delle strutture. Sebbene tali approcci siano comunemente usati per descrivere la risposta sismica di strutture come edifici, il loro uso per l'analisi della fragilità delle strutture geotecniche è limitato. Le curve di fragilità per la maggior parte degli elementi delle infrastrutture di trasporto possono essere reperite nel metodo HAZUS anche se tuttavia, non sono presenti curve

specifiche per le opere quali rilevati, trincee, i muri di contenimento o spalle dei ponti. Negli ultimi terremoti sono stati registrati danni dovuti a cedimenti del terreno di riempimento delle spalle dei ponti correlati alla risposta di un terreno soffice o alla inadeguata compattazione del materiale di riempimento (figura 41). Esempi di questa tipologia di dissesto si possono ritrovare nei terremoti del 1999 Kocaeli, Turchia, del 2007 Niigata-Chuetsu Oki, Giappone, del 2010 Maule, Cile del 2011 Christchurch, NewZealand. Tale tipo di danno risulta riparabile in breve tempo ma deve essere attentamente valutato per l'utilizzo dell'infrastruttura per la gestione dell'emergenza.

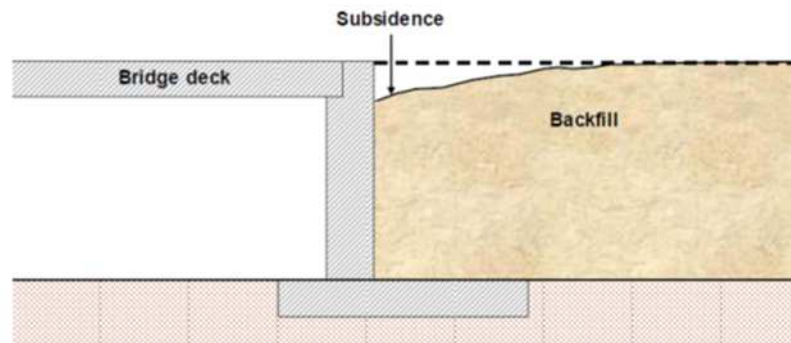
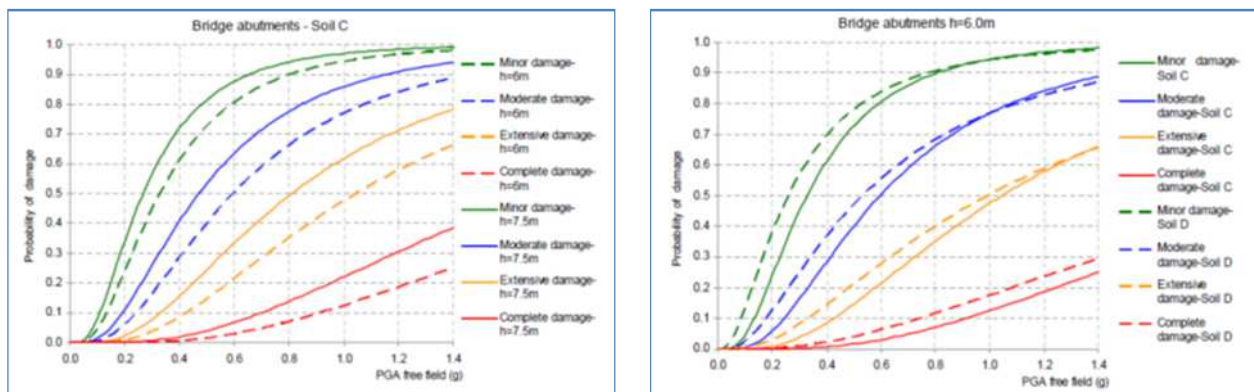


Figura 41 schema di abbassamento del riempimento a tergo della spalla dei ponti - progetto SYNER-G

Nell'ambito del progetto europeo SYNER-G sono state definite alcune curve di fragilità per tali elementi stimando il danno in funzione dello spostamento verticale del terreno di riempimento della spalla del ponte. Sono state quindi definite le curve di fragilità per diversi tipi di suolo e per diverse altezze della spalla del ponte (figura 42).



Damage State	Median Peak Ground Acceleration (g)			
	Soil type C		Soil type D	
	h=6.0m	h=7.5m	h=6.0m	h=7.5m
Minor	0.33	0.27	0.26	0.25
Moderate	0.60	0.47	0.53	0.46
Extensive	1.04	0.81	0.99	0.81
Complete	2.24	1.72	2.21	1.76
Lognormal standard deviation (β)	0.70	0.70	0.85	0.90

Figura 42 Curve di fragilità per il riempimento delle spalle dei ponti – progetto SYNER-G

4.10.1.4 Rilevati

Il rilevato è uno dei componenti delle infrastrutture viarie maggiormente diffusi nelle infrastrutture stradali. In genere il rilevato è considerato un elemento meno vulnerabile rispetto ad esempio ai ponti e ai viadotti ma, in molti eventi sismici, si è constatato che molti rilevati hanno subito seri danneggiamenti, causando, per via della estrema diffusione, l'inefficienza di buona parte dei rami della rete di trasporto.



Figura 43 a) danneggiamento di un rilevato – terremoto Kozani (Gb) 1995 b) Danneggiamento rilevato terremoto Miyagi-Nairiku (Japan) 2008

Secondo Ikehara (1970), i fattori che sono strettamente correlati al danneggiamento dei rilevati sono l'età, il metodo di costruzione, l'altezza, le condizioni topografiche e le caratteristiche geometriche del rilevato.

Scheda di valutazione dell'indice di vulnerabilità sui rilevati					
Elemento	Vulnerabilità minima		Vulnerabilità massima		
Età	per tutte le opere realizzate dopo il 21/1/1981 (normativa geotecnica)		per tutte le opere realizzate dopo l'entrata in vigore della legge n° 64 del 2/2/1974. Per Catania dalla data di dichiarazione di sismicità: 23/9/1981		tutte le opere realizzate senza criteri antisismici
Altezza (in m)	per $h \leq 2$	per $2 < h \leq 4$	per $4 < h \leq 6$	per $6 < h \leq 8$	per $h > 8$
Condizioni geometriche del sito	piano di campagna inclinato con angolo $0^\circ \leq \alpha < 10^\circ$	piano di campagna inclinato con angolo $10^\circ \leq \alpha < 25^\circ$	piano di campagna inclinato con angolo $\alpha \geq 25^\circ$ con gradonatura	piano di campagna inclinato con angolo $\alpha \geq 25^\circ$	
Geometria del rilevato	per pendii con inclinazione $< 2/3$		per pendii con inclinazione $= 2/3$		per pendii con inclinazione $> 2/3$
Caratteristiche del terreno di sottofondo	gruppi A ₁ , A ₃	gruppi A ₂₋₄ , A ₂₋₅	gruppi A ₂₋₆ , A ₂₋₇	gruppi A ₄ , A ₅	gruppi A ₆ , A ₇
Materiali utilizzati metodologia costruttiva e condizioni dell'opera	materiali che non hanno alcun problema di portanza e che hanno subito una corretta procedura di costipamento		materiali che dimostrano localizzati problemi di portanza, dovuti a mediocre qualità o ad errori puntuali nella procedura di costipamento		materiali che dimostrano diffusi problemi di portanza, dovuti a scarsa qualità o cattivo costipamento
Protezione dei pendii	presenza di opere di protezione del pendio			nessuna protezione dei pendii	
Opere di contenimento	assenza di opere di contenimento (naturalpendio)		opere di contenimento realizzate con criteri antisismici		opere di contenimento realizzate senza criteri antisismici

Figura 44 Scheda di valutazione della vulnerabilità di un rilevato Cafiso et alii 2006

In linea con Ikehara, Cafiso et alii (2006) definiscono i fattori che caratterizzano la vulnerabilità di un rilevato. I rilevati fondati su terreni che tendono a subire fenomeni di liquefazione o costipamento presentano una maggiore vulnerabilità sismica così come anche pesano le condizioni geometriche del piano di posa. In generale piani di posa inclinati e/o irregolari incrementano la vulnerabilità del rilevato. Altri fattori rilevanti sono l'altezza, la geometria del rilevato, la qualità dei materiali utilizzati, la metodologia costruttiva e le condizioni di manutenzione dello stesso. Influenzano inoltre la vulnerabilità del rilevato la presenza di opere di protezione o rinforzo del pendio e le caratteristiche di eventuali opere di contenimento. Gli autori riassumono i suddetti elementi in una scheda di valutazione qualitativa della vulnerabilità del rilevato riportata nella scheda di figura 44. Nell'ambito del progetto SYNER-G sono state proposte, per i rilevati, curve di fragilità ottenute attraverso un approccio analitico.

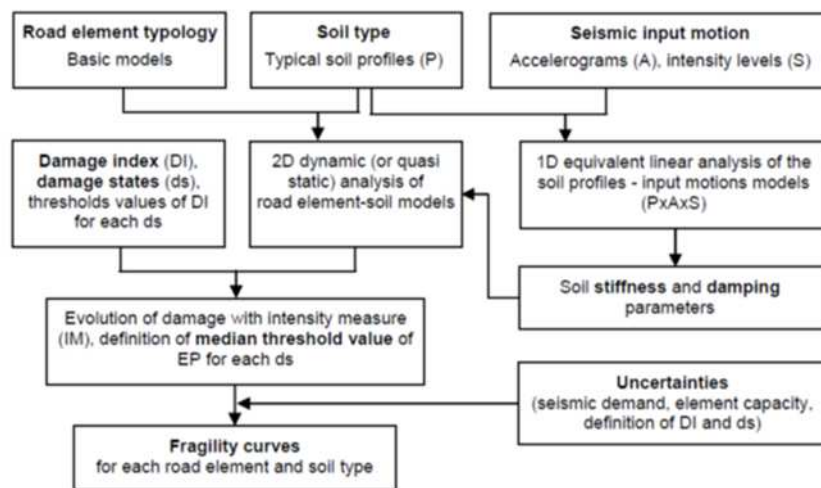
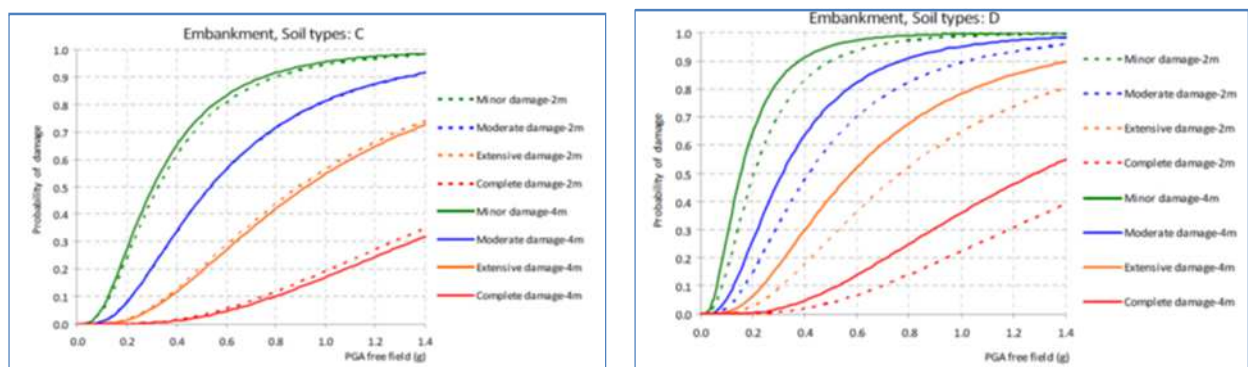


Figura 45 Procedura generale per ricavare curve di fragilità numerica per elementi stradali progetto SYNER-G



Damage State	Median Peak Ground Acceleration (g)				Lognormal standard deviation (β)
	Soil type C		Soil type D		
	h= 2m	h= 4m	h= 2m	h= 4m	
Minor	0.33	0.31	0.20	0.15	0.7
Moderate	0.54	0.54	0.42	0.31	
Extensive	0.89	0.92	0.77	0.58	
Complete	1.84	1.95	1.71	1.29	

Figura 46 a) curve di fragilità per i rilevati stradali con suolo tipo C b) curve di fragilità per i rilevati stradali con suolo tipo D c) tabella con i parametri utilizzati per la costruzione delle curve di fragilità – progetto SYNER-G

Nella figura 45 viene riportato lo schema generale dell'approccio analitico utilizzato nel progetto SYNER-G per derivare curve di fragilità per diversi elementi della strada. La risposta del sistema viene valutata sulla base di analisi dinamiche considerando un aumento del livello di intensità sismica seguendo la procedura generale rappresentata nello schema precedente. Le curve sono state costruite per diversi modelli di terreno (terreno tipo C e tipo D secondo l'Eurocodice 8) e diverse altezze del rilevato. Nella figura 46 sono riportate alcune curve di fragilità tracciate per rilevati stradali ed i parametri utilizzati per la costruzione.

4.10.1.5 **Strada su pendio – danneggiamenti per spostamenti permanenti**

Come già detto il corpo stradale risulta poco vulnerabile all'accelerazione sismica ma può subire seri danneggiamenti a causa delle deformazioni permanenti che il sisma può provocare nei terreni su cui la strada si colloca. Tali spostamenti permanenti (PGD) sulle opere sovrastanti: strada, muri di sostegno, attraversamenti idraulici, opere d'arte maggiore ecc.. In letteratura sono state proposte varie correlazioni che legano i livelli di danno sui manufatti agli spostamenti permanenti. Nelle tabelle di figura 47 sono riportate alcune di dette correlazioni.

Grado di danno	D (cm)
Irrilevante	<0.5
Modesto	0.5-5
Forte/Moderato	5-50
Severo/Elevato	50-500
Catastrofico	>500

Legg & Slosson (1984)

classe	Grado di danno	D (cm)
I	Irrilevante	<3
II	Modesto	15
III	Medio	30
IV	Elevato	90
V	Catastrofico	300

Idriss, (1985)

Livello di rischio	D (cm)
Irrilevante	0-2
Basso	2-5
Modesto	5-10
Medio	10-20
Elevato	20-50
Molto elevato	50-100

Miles e Keefer (2001),

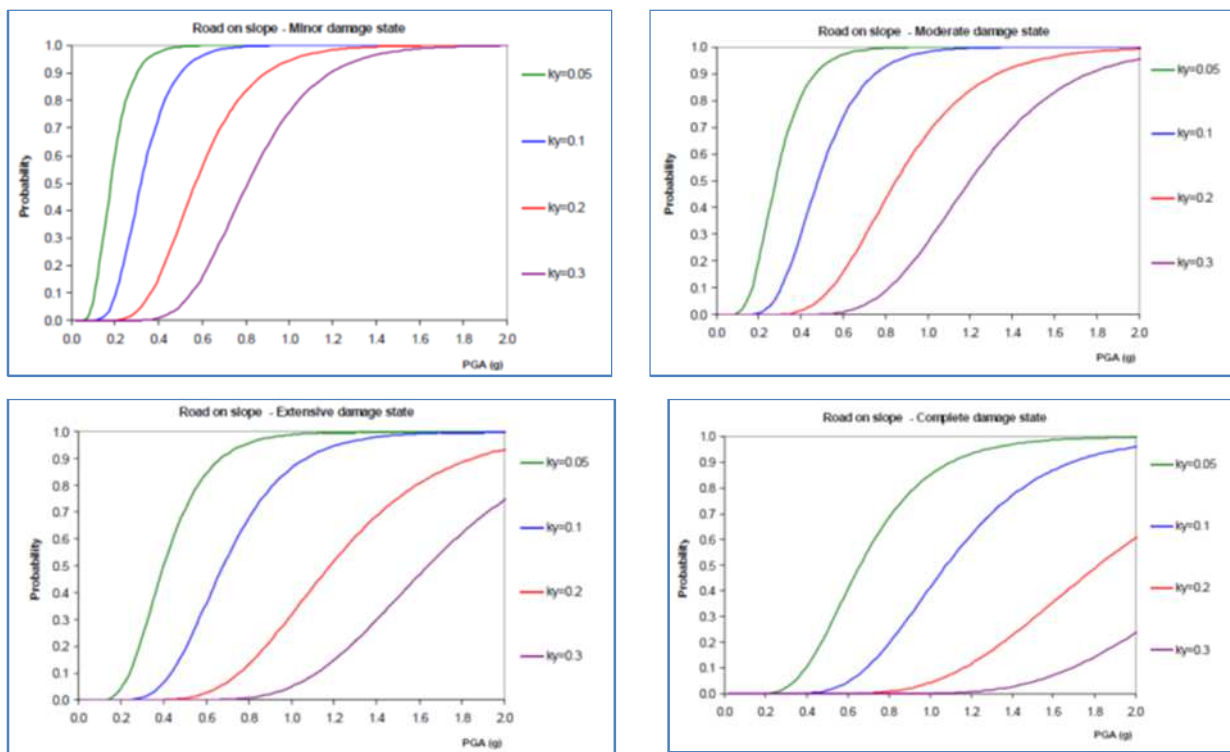
Grado di danno	D (cm)
Trascurabile	<2
Riparabile	2-10
Interruzione	10-50
Collasso	>50

Silvestri et alii 2006

Figura 47 correlazioni tra spostamenti indotti dal sisma e livelli di danneggiamenti o livelli di rischio sismico

Nell'ambito del progetto HAZUS come meglio descritto nel successivo paragrafo 4.11 sono state proposte delle curve di fragilità riferite al corpo stradale in generale. In questo caso le curve di fragilità riferite a diversi livelli di danno sono costruite in funzione degli spostamenti permanenti indotti dal

sisma (PGD). Nell'ambito del progetto SYNER-G sono state proposte delle curve di fragilità riferite al corpo stradale su pendio. In questo caso le curve di fragilità sono tracciate in funzione dell'accelerazione massima (PGA) e dell'accelerazione critica del pendio. Le curve di fragilità riportate in figura 48 evidenziano come la probabilità di eccedenza di un fissato livello di danneggiamento del pendio aumenta man mano che si riduce l'accelerazione critica del pendio (k_y). Nella tabella di figura 48 sono riportati i valori medi e la varianza proposti nel progetto SYNER-G per la costruzione delle curve di fragilità per diversi valori di accelerazione critica.



	Peak Ground Acceleration							
	$k_y=0.05$		$k_y=0.1$		$k_y=0.2$		$k_y=0.3$	
Damage states	Median (g)	β	Median (g)	β	Median (g)	β	Median (g)	β
slight/minor	0.16	0.40	0.30	0.35	0.55	0.35	0.80	0.30
moderate	0.28		0.48		0.85		1.20	
extensive	0.40		0.68		1.18		1.64	
complete	0.66		1.08		1.82		2.40	

Figura 48 Modello di fragilità di strada su pendio – progetto SYNER-G

4.10.2 Danni indiretti

4.10.2.1 Pendii – ostruzioni da frane sismoindotte

Nei paragrafi precedenti sono state descritte le tipologie di instabilità che possono verificarsi su un pendio a seguito di una sollecitazione sismica. Nel caso delle infrastrutture di trasporto le instabilità dei versanti si possono interferire con la funzionalità della stessa per esempio a causa di

ostruzione della sede stradale causata da crolli di rocce o da movimenti franosi che si possono riattivare o attivare per la prima volta a seguito di un evento sismico. La valutazione della vulnerabilità dell'infrastruttura stradale non può quindi prescindere dalla valutazione della vulnerabilità dei versanti con cui l'infrastruttura stessa interferisce. Tali situazioni sono ancora più evidenti nel territorio italiano in cui gran parte delle infrastrutture stradali sono collocati su versante. In letteratura il problema viene approcciato in termini di valutazione della suscettibilità da frana con livelli di approfondimento crescente in funzione del livello di dettaglio del quadro conoscitivo di cui si può disporre. Ai fini della vulnerabilità delle infrastrutture viarie bisogna innanzitutto distinguere le varie tipologie di frane descritte nel capitolo 3 che possono attivarsi o riattivarsi con l'evento sismico. Infatti l'impatto sulla funzionalità e sui tempi di ripristino della strada sono funzione della tipologia di frana e dall'estensione della frana. Una seconda differenziazione va operata tra la riattivazione di vecchie frane per effetto dell'azione sismica e le frane di prima attivazione. Nel primo caso le frane sono già note e molto spesso monitorate ed il sisma è una delle possibili cause di riattivazione. In questo caso l'analisi viene effettuata attraverso servono modelli ad hoc. Nel secondo caso invece si parla di analisi di suscettibilità che serve ad individuare le aree con potenziale pericolo di frana di natura sismoindotte interferenti con l'infrastruttura stradale. Si può parlare di spostamenti permanenti del pendio che possono travolgere l'infrastruttura o possono ostruire la strada nel caso in cui l'instabilità riguardi il solo versante di monte rispetto alla strada. Oppure si può parlare di crolli di materiale da pareti rocciose che si trovano sul lato di monte della strada che a causa della sollecitazione sismica si distacca invadendo la strada. In questo caso si possono adottare modelli empirici per stimare la probabilità di interruzione della funzionalità stradale ad esempio utilizzando il metodo degli spostamenti.

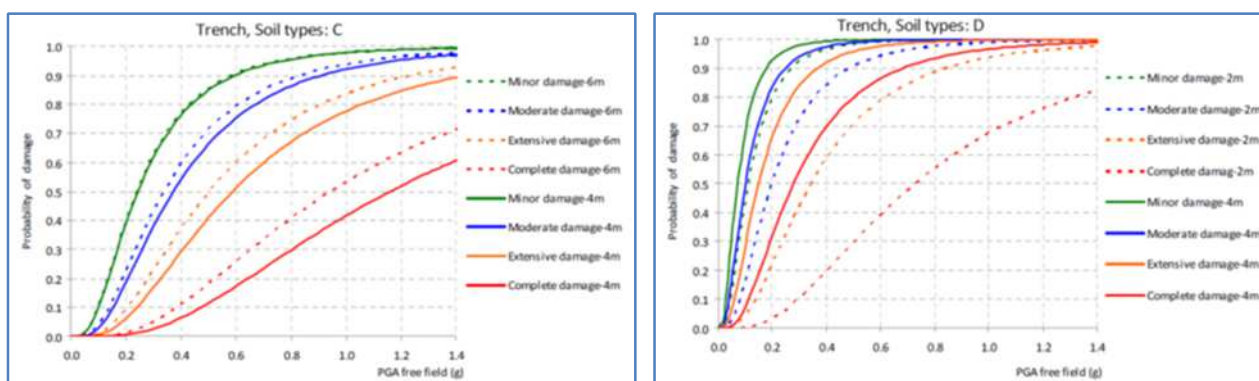
4.10.2.2 *Trincee - ostruzioni per franamenti o cedimenti*

Le trincee sono un componente delle infrastrutture viarie che viene realizzato ogni volta che la quota di progetto è inferiore alla quota del terreno. La sede stradale non presenta una particolare vulnerabilità sismica, se non quella legata alle possibili deformazioni della pavimentazione ed del sottofondo. Mentre la trincea può divenire, in alcuni casi, vulnerabile se si considera la stabilità in condizioni sismiche del pendio e delle eventuali opere di contenimento. A seguito di un evento sismico infatti si potrebbero verificare, come fenomeni indotti, frane o smottamenti di grandi quantità di terreno sulla sede propria dell'infrastruttura viaria che diventerebbe impraticabile. Lo stesso effetto, ma verosimilmente con minori volumi di terreno coinvolti si avrebbe a seguito del cedimento di una delle opere di contenimento che spesso vengono realizzate nei tratti in trincea: muri di controripa, paratie, gabbionate, tiranti per la terra armata, ecc.. Cafiso et alii (2006) definiscono gli elementi che ritengono importanti per la valutazione di vulnerabilità di un pendio o di una generica opera di contenimento del terreno propongono la scheda riportata in figura 49 per la valutazione qualitativa della vulnerabilità di trincee pendii e opere di contenimento.

Scheda di valutazione dell'indice di vulnerabilità su trincee, pendii ed opere di contenimento					
Elemento	Vulnerabilità minima			Vulnerabilità massima	
Età	per tutte le opere realizzate dopo il 21/1/1981 (normativa geotecnica)		per tutte le opere realizzate dopo l'entrata in vigore della legge n° 64 del 2/2/1974. Per Catania dalla data di dichiarazione di sismicità: 23/9/1981		tutte le opere realizzate senza criteri antisismici
Cond.geologiche e geometriche del pendio Fs = coeff. sicurezza del pendio	Fs ≥ 1.3	1.3 > Fs ≥ 1.25	1.25 > Fs ≥ 1.2	1.2 > Fs ≥ 1.1	1.1 > Fs > 1
Lunghezza (L in metri)	L < 100	100 ≤ L ≤ 500	500 < L ≤ 1500	1500 < L ≤ 3000	L > 3000
Protezione dei pendii (presidio)	presenza di opere di protezione del pendio		presenza di modeste opere di protezione del pendio (reti)		nessuna protezione dei pendii
Opere di contenimento	assenza di opere di contenimento (naturalpendio)		opere di contenimento realizzate con criteri antisismici		opere di contenimento realizzate senza criteri antisismici

Figura 49 Scheda di valutazione della vulnerabilità di una trincea Cafiso at alii 2006

Nell'ambito del progetto SYNER-G viene proposta una metodologia per la valutazione quantitativa del livello di danneggiamento di una trincea sottoposta all'azione sismica senza prendere in considerazione eventuali opere di contenimento. Le curve di fragilità vengono derivate analiticamente seguendo lo stesso approccio utilizzato per i rilevati. Nella figura 50 sono state riportate le curve di fragilità per due tipologie di suolo e diverse altezze della trincea nonché i parametri utilizzati per la costruzione.



Damage State	Median Peak Ground Acceleration (g)				Lognormal standard deviation (β)
	Soil type C		Soil type D		
	h= 6m	h= 4m	h= 2m	h= 4m	
Minor	0.24	0.24	0.11	0.07	0.7
Moderate	0.34	0.37	0.20	0.10	
Extensive	0.50	0.59	0.34	0.15	
Complete	0.95	1.16	0.73	0.28	

Figura 50 Modello di fragilità trincee – progetto SYNER-G

Le trincee così come le opere minori che possono essere collocate in prossimità delle sede stradale possono subire danneggiamenti sia per effetto della accelerazione sismica come descritto per le opere maggiori (viadotti e gallerie) sia per effetto delle deformazioni permanenti indotti dal sisma. L'entità del danneggiamento dipende dall'entità degli spostamenti permanenti che dipendono dalle caratteristiche della sollecitazione sismica (accelerazione, contenuto in frequenza, durata ecc.), dalle caratteristiche stratigrafiche e morfologiche del sito e dalle caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso o terreno su cui è stata realizzata la trincea.

4.10.2.3 Crolli degli edifici prospicienti

Le macerie derivanti dal crollo degli edifici possono ostruire parzialmente o interamente la sede stradale rendendola, di fatto, inutilizzabile soprattutto per l'intervento dei soccorsi. Questa problematica è più evidente negli ambiti urbani ed è fortemente dipendente dalla vulnerabilità degli edifici e di ciò bisogna tener conto nella predisposizione dei piani di emergenza. Tuttavia anche in ambito extraurbano soprattutto per strade secondarie può capitare che in adiacenza alla sede stradale siano presenti edifici isolati o piccoli agglomerati urbani di poche case. Anche in questo caso per valutare la vulnerabilità dell'arco stradale su cui insiste l'edificio o è necessario valutare la possibilità di interruzione della strada. Nei successivi paragrafi verranno presentate alcune metodologie proposte in letteratura che fanno riferimento a valutazioni di tipo geometrico svincolandosi quindi dalla valutazione della vulnerabilità degli edifici.

4.11 Metodo HAZUS

Il progetto HAZUS è stato realizzato dall'Istituto nazionale di scienze dell'edilizia (NIBS) per la Federal Emergency Management Agency (FEMA) con lo scopo principale di sviluppare linee guida e procedure per stimare le perdite a seguito di un terremoto su scala regionale. La metodologia è implementata su una applicazione software GIS fornita dal NIBS. La metodologia prevede più moduli per il calcolo delle perdite dovute al sisma come rappresentato nel diagramma di flusso di figura 51. L'utente può decidere di utilizzare anche una sola parte dei moduli o tutti i moduli a seconda delle finalità dello studio. Nel manuale dell'HAZUS per ogni tipologia di elemento sensibile vengono riportate le metodologie di analisi utilizzate nel software, i dati di input necessari all'implementazione e i risultati di output. Nei successivi paragrafi viene riportata una breve sintesi dell'impostazione metodologica dell'HAZUS con riferimento alle infrastrutture stradali. La metodologia per stimare i danni diretti alle infrastrutture viarie suddivise nelle diverse componenti corpo stradale, ponti/viadotti e gallerie è riportata nella sezione 7. La stima del danno viene calcolata sulla base delle caratteristiche dei singoli componenti, delle caratteristiche della sollecitazione sismica e della risposta del terreno in termini di accelerazioni e deformazioni permanenti. Per ogni tipologia di componente vengono descritte i dati di input necessari all'implementazione della metodologia nonché le funzioni di danno utilizzate come modello di fragilità.

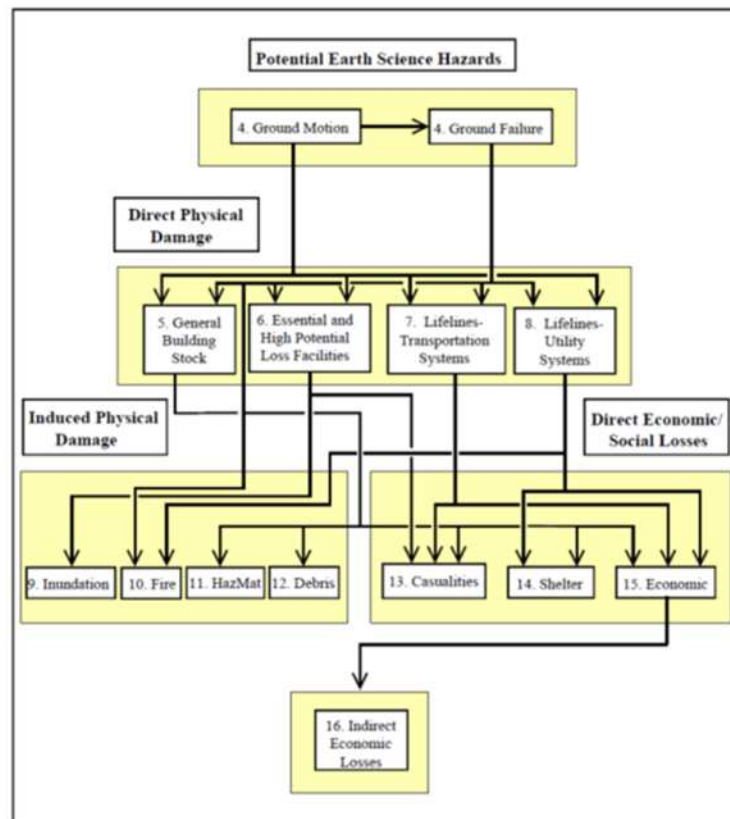


Figura 51 Diagramma di flusso della metodologia HAZUS per la stima dei danni causati da un terremoto

I dati di input necessari per l'elaborazione della metodologia sono stati differenziati rispetto alle tipologie di elementi in cui è stata suddivisa l'infrastruttura e riguardano:

per il corpo stradale

- Posizione geografica dei collegamenti stradali
- Deformazione del terreno permanente (PGD)
- Classificazione delle strade

per i ponti/viadotti

- Posizione geografica del ponte [longitudine e latitudine]
- Classificazione del ponte
- Accelerazioni spettrali a 0,3 sec e 1,0 sec, e PGD
- Accelerazione del picco di terra (per calcoli relativi alla PGD)

per le gallerie

- Posizione geografica delle gallerie
- PGA e PGD al tunnel
- Classificazione tunnel

Classificazione dei livelli di danno

Il metodo HAZUS definisce 5 stati di danno per le componenti del sistema stradale:

- Livello di danno DS1, nessun danno
- Livello di danno DS2, danno lieve (slight/minor)

- Livello di danno DS3, danno moderato (moderate)
- Livello di danno DS4, danno esteso (extensive)
- Livello di danno DS5, danno completo (complete)

I cinque stati di danni così definiti vengono descritti nel dettaglio per le tre diverse componenti in cui viene suddivisa l'infrastruttura stradale: strada o, ponti e viadotti e gallerie

Corpo stradale

Il livello di danno DS2, è definito per lievi spostamenti del terreno (pochi pollici), il livello di danno DS3, è definito per spostamenti del terreno di diversi pollici, il livello di danno DS4, è definito per grandi spostamenti del terreno (pochi piedi) come anche ed il livello di danno DS5;

Ponti /viadotti

Il livello di danno DS2, si ha con la formazione di crepe ridotte e spalling nella spalla, formazione di crepe ridotte e spalling nelle connessioni a taglio delle spalle e nelle cerniere, formazione di crepe minori nella soletta e nelle pile (il danno DS2 non richiede altro che una riparazione estetica).

Il livello di danno DS3 si ha con la formazione di crepe da taglio (con spalling) in alcune pile, crepe estese e spalling delle connessioni a taglio, qualche bullone piegato e moderati movimenti della spalla inferiori a 5 cm;

Il livello di danno DS4 si ha con colonne danneggiate ma non in fase di collasso, sovrapposizione della soletta con spostamento verticale sulla spalla, rotture a taglio, significativi spostamenti residui alle connessioni e differenti sovrapposizioni, rottura delle connessioni a taglio sulla spalla

Il livello di danno DS5 si ha con il collasso di qualche pila e connessioni che perdono completamente l'appoggio, possibile collasso dell'impalcato ed eventuale rottura delle fondazioni.

Gallerie

Il livello di danno DS2, si ha con la formazione di piccole fessurazioni del rivestimento del tunnel (danno che non richiede altro che una riparazione estetica) distacchi di roccia, o lievi franamenti di terreno in corrispondenza dei portali di ingresso.

Il livello di danno DS3 si ha con la formazione di diverse fessurazioni del rivestimento del tunnel e distacchi di roccia ai portali;

Il livello di danno DS4 è caratterizzato da un importante franamento di terreno a uno dei portali del tunnel e la formazione di ampie crepe nel rivestimento del tunnel;

Il livello di danno DS5 è caratterizzato da grandi fessurazioni del rivestimento del tunnel, che possono portare al possibile collasso.

Funzioni di danno

Per valutare gli effetti dell'azione sismica vengono definite delle funzioni di danno che forniscono la stima della probabilità di funzionamento dell'elemento stradale e la valutazione del danneggiamento espresso come rapporto percentuale. Le funzioni di danno o curve di fragilità per tutti e tre i componenti del sistema stradale sono rappresentate con funzioni lognormalmente distribuite che danno la probabilità di raggiungere o superare i diversi stati di danno sopra descritti per un dato

livello di accelerazione a suolo o deformazione del suolo. Ogni curva di fragilità è caratterizzata da un valore medio dell'accelerazione al suolo o deformazione e un valore di varianza.

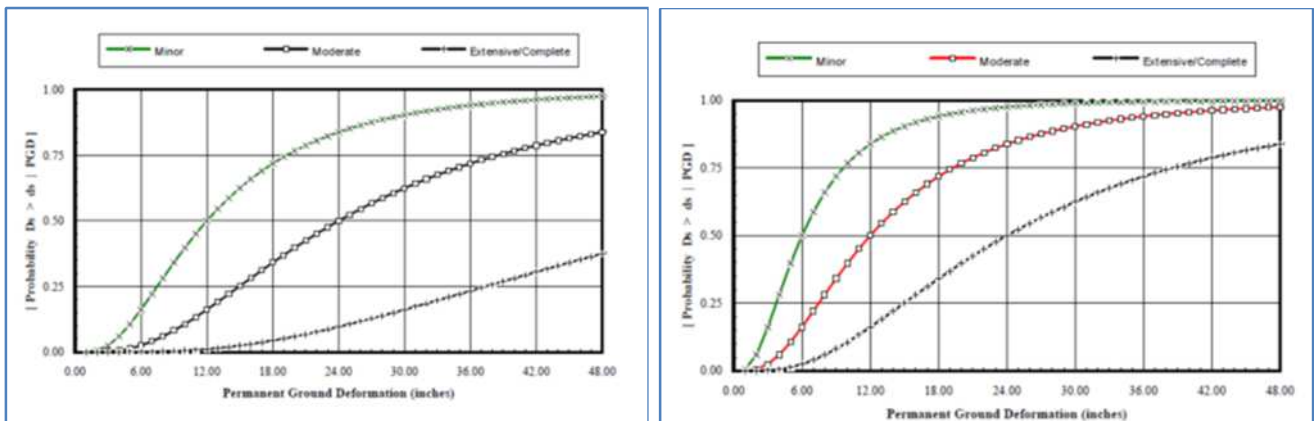
La sollecitazione sismica è quantificata in termini di accelerazione di picco del terreno (PGA) e accelerazione spettrale (Sa), mentre le instabilità del terreno sono quantificate in termini di spostamento permanente cumulato (PGD):

- Per il corpo stradale, le curve di fragilità sono definite in funzione degli spostamenti permanenti cumulati (PGD).
- Per i ponti, le curve di fragilità sono definite in funzione dell'accelerazione spettrale a 0,3 s e 1,0 s, Sa (0,3), Sa (1,0) ed in funzione degli spostamenti permanenti cumulati (PGD).
- Per le gallerie, le curve di fragilità sono definite in funzione dell'accelerazione massima (PGA) e degli spostamenti permanenti cumulati (PGD).

Le funzioni di danno dipendono dalle caratteristiche delle tre diverse componenti della strada ovvero corpo stradale, ponti e gallerie.

Corpo stradale

Le strade sono classificate come strade principali e strade urbane. Le strade principali includono autostrade interstatali e statali e altre strade a quattro corsie o più. Le strade urbane comprendono strade interurbane e altre strade a due corsie. Nella figura 52 sono riportati le curve di fragilità ed i parametri necessari per la costruzione, utilizzati all'interno del software Hazus.



Permanent Ground Deformation			
Components	Damage State	Median (in)	β
Major Road (Hrd1)	slight/minor	12	0.7
	moderate	24	0.7
	extensive/complete	60	0.7
Urban Roads (Hrd2)	slight/minor	6	0.7
	moderate	12	0.7
	extensive/complete	24	0.7

Figura 52 a) curve di fragilità HAZUS per il corpo stradale riferite alle autostrade, b) curve di fragilità HAZUS per il corpo stradale riferite alle strade urbane ed extraurbane secondarie, c) parametri per la costruzione delle curve di fragilità

Ponti

I ponti sono classificati sulla base di alcune caratteristiche strutturali: materiale di costruzione (acciaio, calcestruzzo, ecc), numero di campate, criteri di progettazione sismica, tipo di pila (multiple, singole a muro), tipo di appoggio, schema statico dell'impalcato.

CLASS	Sa [1.0 sec in g's] for Damage Functions due to Ground Shaking				PGD [inches] for Damage Functions due to Ground Failure			
	Slight	Moderate	Extensive	Complete	Slight	Moderate	Extensive	Complete
HWB1	0.40	0.50	0.70	0.90	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB2	0.60	0.90	1.10	1.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB3	0.80	1.00	1.20	1.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB4	0.80	1.00	1.20	1.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB5	0.25	0.35	0.45	0.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB6	0.30	0.50	0.60	0.90	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB7	0.50	0.80	1.10	1.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB8	0.35	0.45	0.55	0.80	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB9	0.60	0.90	1.30	1.60	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB10	0.60	0.90	1.10	1.50	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB11	0.90	0.90	1.10	1.50	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB12	0.25	0.35	0.45	0.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB13	0.30	0.50	0.60	0.90	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB14	0.50	0.80	1.10	1.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB15	0.75	0.75	0.75	1.10	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB16	0.90	0.90	1.10	1.50	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB17	0.25	0.35	0.45	0.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB18	0.30	0.50	0.60	0.90	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB19	0.50	0.80	1.10	1.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB20	0.35	0.45	0.55	0.80	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB21	0.60	0.90	1.30	1.60	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB22	0.60	0.90	1.10	1.50	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB23	0.90	0.90	1.10	1.50	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB24	0.25	0.35	0.45	0.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB25	0.30	0.50	0.60	0.90	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB26	0.75	0.75	0.75	1.10	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB27	0.75	0.75	0.75	1.10	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB28	0.80	1.00	1.20	1.70	3.9	3.9	3.9	13.8

Tabella 21 parametri per la costruzione delle curve di fragilità dei viadotti soggetti all'azione sismica espressa in termini di accelerazione spettrale a 1s - metodo HAZUS

In Hazus sono stati identificate 28 tipologie di ponti standard per i quali sono state elaborate le curve di fragilità con riferimento ai quattro stati di danno sopra descritti. Le curve di fragilità sono state costruite a partire dall'analisi dei dati di danneggiamento dei ponti durante il terremoto di Northridge in California del 1994 (Basoz 1999) Mander (1999). Nella tabella 21 sono riportati i valori medi della sollecitazione sismica in termini di Sa (1) e degli spostamenti permanenti cumulati (PGD)

per le 28 tipologie di ponti e per i quattro livelli di danno. La deviazione standard per la sollecitazione sismica è stata definita pari a 0,6 mentre per le deformazioni del terreno è pari a 0,2. Sulla base delle caratteristiche del singolo ponte viene modificato il valore medio di $Sa(1)$ attraverso l'introduzione di tre fattori correttivi:

$$K_{skew} = \sqrt{\sin(90 - \alpha)} \text{ dove } \alpha \text{ è l'angolo di sghembatura del ponte}$$

$$K_{shape} = 2,5 \times \frac{Sa(1 \text{ sec})}{Sa(0.3 \text{ sec})}$$

$$K_{3D} = 1 + \frac{A}{N-B} \text{ dove } N \text{ è il numero di campate ed } A \text{ e } B \text{ sono coefficienti che dipendono dalla tipologia di ponte come riportato nella tabella 22}$$

	A	B	Tipologia di ponte
EQ1	0.25	1	HWB1, HWB2, HWB3, HWB4, HWB5, HWB6, HWB7, HWB14, HWB17, HWB18, HWB19
EQ2	0.33	0	HWB8, HWB10, HWB20, HWB22
EQ3	0.33	1	HWB9, HWB11, HWB16, HWB21, HWB23
EQ4	0.09	1	HWB12, HWB13
EQ5	0.05	0	HWB15
EQ6	0.20	1	HWB24, HWB25
EQ7	0.10	0	HWB26, HWB27

Tabella 22 Parametri per il calcolo del fattore K_{3D} per le diverse tipologie di ponti – metodo HAZUS

CLASS	f₁	f₂
HWB1	1	1
HWB2	1	1
HWB3	1	1
HWB4	1	1
HWB5	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$
HWB6	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$
HWB7	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$
HWB8	1	$\sin(\alpha)$
HWB9	1	$\sin(\alpha)$
HWB10	1	$\sin(\alpha)$
HWB11	1	$\sin(\alpha)$
HWB12	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$
HWB13	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$
HWB14	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$
HWB15	1	$\sin(\alpha)$
HWB16	1	$\sin(\alpha)$
HWB17	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$
HWB18	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$
HWB19	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$
HWB20	1	$\sin(\alpha)$
HWB21	1	$\sin(\alpha)$
HWB22	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$
HWB23	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$
HWB24	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$
HWB25	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$	$0.5 * L / [N * W * \sin(\alpha)]$
HWB26	1	$\sin(\alpha)$
HWB27	1	$\sin(\alpha)$
HWB28	1	1

Tabella 23 Parametri per la costruzione delle curve di fragilità dei viadotti soggetti a spostamenti permanenti del terreno di fondazione PGD - metodo HAZUS

Sulla base delle caratteristiche del singolo ponte viene modificato anche il valore medio di PGD attraverso l'introduzione di due fattori correttivi f_1 ed f_2 (di cui il primo per modificare il valore medio di PGD per i livelli di danno DS2, DS3 e DS4 ed il secondo per modificare il valore medio di PGD per il livello di danno DS5) riportati nella tabella 23. Nella suddetta tabella L è la lunghezza del ponte, N è il numero di campate del ponte, W la è la larghezza della campata ed α è l'angolo di sghembature del ponte. Nella figura 53 è riportato un esempio di curve di fragilità per il ponte HWB1

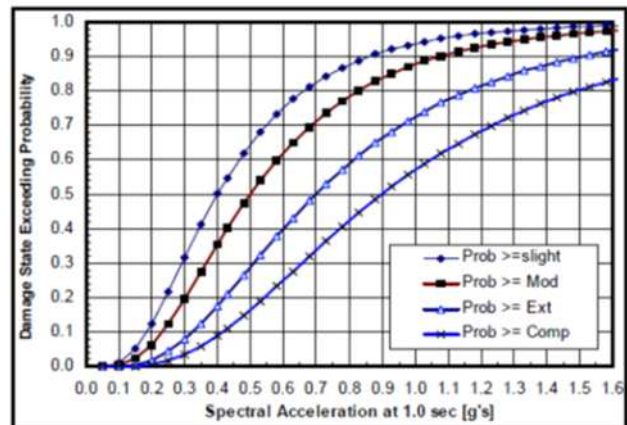
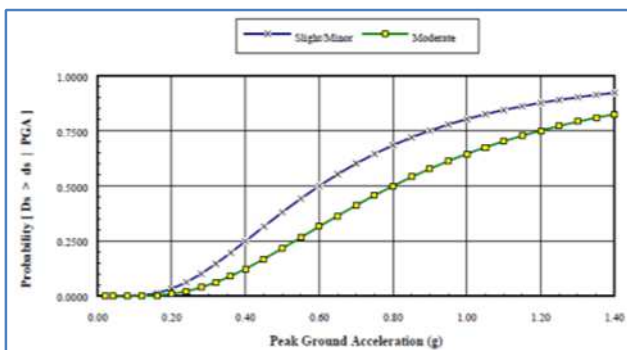


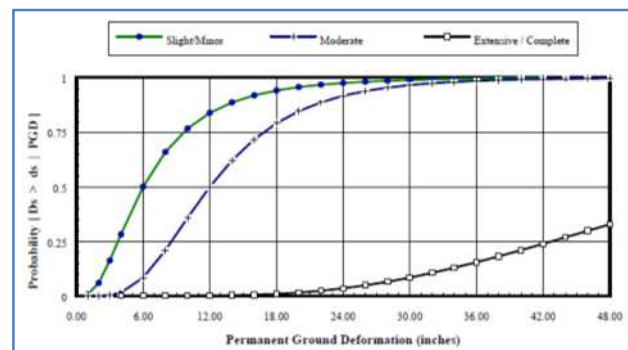
Figura 53 esempio di curve di fragilità per ponti e viadotti – metodo HAZUS

Gallerie

Le gallerie vengono differenziata tra gallerie naturali e gallerie cut & cover. Le funzioni di danno sono basate su dati derivanti da terremoti Dowding et alii (1978) e Owen et alii (1981).



a)



b)

c)

Peak Ground Acceleration			
Classification	Damage State	Median (g)	β
Bored/Drilled (HTU1)	slight/minor	0.6	0.6
	moderate	0.8	0.6
Cut & Cover (HTU2)	slight/minor	0.5	0.6
	moderate	0.7	0.6
Permanent Ground Deformation			
Classification	Damage State	Median (in)	β
Bored/Drilled (HTU1)	slight/moderate	6.0	0.7
	extensive	12.0	0.5
	complete	60.0	0.5
Cut & Cover (HTU2)	slight/moderate	6.0	0.7
	extensive	12.0	0.5
	complete	60.0	0.5

Figura 54 a) curve di fragilità HAZUS per le gallerie naturali in termini di PGA, b) curve di fragilità HAZUS per le gallerie in termini di PGD, c) parametri per la costruzione delle curve di fragilità

Sono state sviluppate dieci funzioni di danno di cui quattro funzioni di danno in riferimento alla sollecitazione sismica e sei funzioni in riferimento alla deformazione del terreno (PGD). Nella tabella

di figura 54 c sono riportati i valori medi di PGA e PGD per costruire le curve di fragilità per i rispettivi livelli di danneggiamento previsti. Il metodo HAZUS è però tarato sulle tipologie costruttive presenti negli Stati Uniti di America e la sua applicazione al contesto italiano potrebbe risultare poco rappresentativo.

Tempi di ripristino

Nell'ambito del progetto HAZUS sono state definite delle funzioni di ripristino per i diversi elementi dell'infrastruttura stradale rappresentate attraverso delle curve normali standard di cui vengono fornite medie e deviazioni standard indicati nella tabella 24.

Damage State	Roadways		Highway Bridges		Highway Tunnels	
	Mean (Days)	σ (days)	Mean (Days)	σ (days)	Mean (Days)	σ (days)
Slight/Minor	0.9	0.05	0.6	0.6	0.5	0.3
Moderate	2.2	1.8	2.5	2.7	2.4	2.0
Extensive	21	16	75.0	42.0	45.0	30.0
Complete			230.0	110.0	210.0	110.0

Tabella 24 Parametri per la costruzione delle curve di ripristino – metodo HAZUS

4.12 Metodo Risk-UE

In ambito europeo è stata sviluppata la metodologia Risk-UE per la valutazione del rischio sismico di sistemi di distribuzione (acqua potabile, acque di scarico, sistema del gas, telecomunicazione, energia elettrica) e infrastrutture di trasporto (porto, aeroporto, strada e ferrovia). La metodologia è stata sviluppata nell'ambito del progetto progetto RISK-UE “An advance approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns” finanziato dalla Commissione europea che si poneva l'obiettivo di sintetizzare la conoscenza e il know-how dell'ingegneria sismica delle lifelines in ambito europeo andando a considerare le caratteristiche

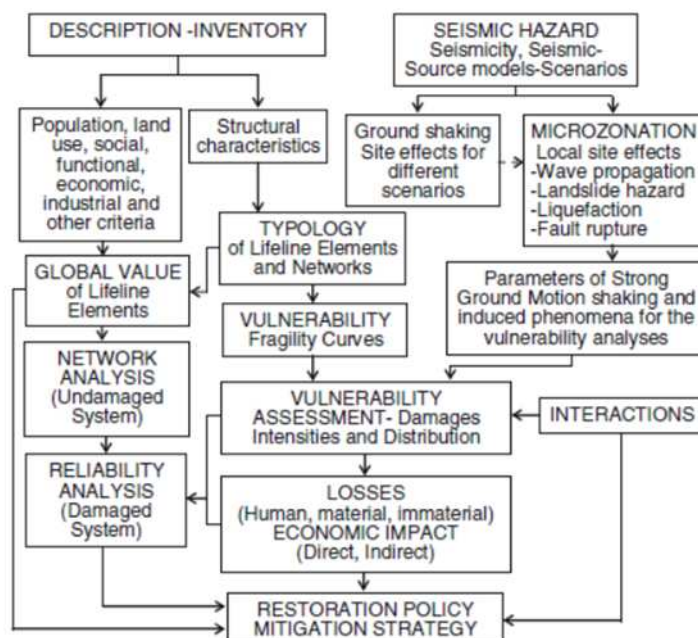


Figura 55 Flow chart metodo Risk-UE

distintive europee delle lifelines e delle reti di distribuzioni nella costruzione di scenari sismici e andando a proporre curve di fragilità per i diversi componenti dei sistemi. Il metodo RISK-UE è stato sviluppato tenendo in conto le altre metodologie sviluppate in ambito internazionali quali ad esempio il metodo HAZUS descritto nel paragrafo precedente. Il progetto è stato organizzato in 7 work package (WP) ed il WP n 6 tratta la vulnerabilità delle lifelines. L'approccio generale della metodologia RISK-UE per le lifelines è presentato nella figura 55 in cui vengono individuati i diversi moduli e le loro interconnessioni (Pitilakis et alii, 2005).

Nell'ambito del WP6 vengono analizzati quattro sistemi di trasporto: strada, ferrovia, aeroporto, porti. Il sistema stradale viene suddiviso in tre elementi principali: strade, ponti e gallerie a cui si possono aggiungere ulteriori elementi secondari: rilevati, pendii, muri di sostegno ed edifici (figura 56).

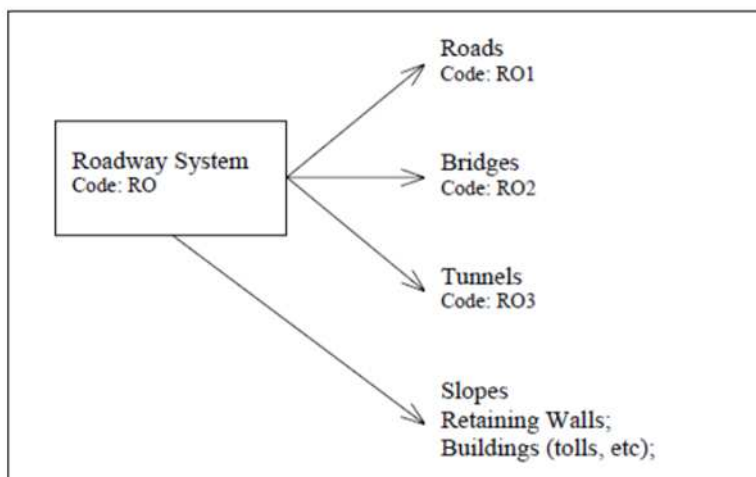


Figura 56 Breakdown del sistema di trasporto stradale metodo Risk-UE

Le funzioni di danno anche nell'ambito del progetto Risk-UE sono state definite attraverso l'analisi dei dati sui terremoti passati. In generale si rileva che i ponti, le gallerie e i rilevati sono vulnerabili sia rispetto all'accelerazione sismica (ground shaking) sia rispetto agli spostamenti dei terreni di fondazione (ground displacement), mentre il corpo stradale in generale risulta vulnerabile principalmente agli spostamenti del terreno. Analogamente a quanto previsto nel metodo HAZUS, per ottenere la stima dei danni sugli elementi dell'infrastruttura stradale è necessario acquisire i seguenti dati di input: posizione geografica dei singoli elementi, caratteristiche dell'azione sismica espressa in PGA, spettri di risposta per i ponti e per gli edifici, velocità di picco per le gallerie e spostamento permanente del terreno (PGD). Inoltre in ambito extraurbano è necessario acquisire dati geologici, geotecnici, idrogeologici e topografici per la valutazione di eventuali instabilità. Le possibili conseguenze di un evento sismico sull'infrastruttura sono la riduzione della funzionalità o la completa indisponibilità dell'infrastruttura.

Classificazione dei livelli di danno

Corpo stradale

Nel modello Risk-Ue vengono definiti i quattro livelli di danneggiamento riportati in tabella 25: nessun danno (none), danno lieve (minor), danno moderato (moderate) e danno esteso (extensive). Ad ogni livello di danno vengono associati la descrizione dei danni diretti e indiretti, nonché il livello di servizio della strada.

Damage state	Direct damages	Indirect damages	Serviceability
Extensive	Major settlement or offset of the ground (>60 cm).	Considerable debris of collapsed structures.	Fully closed due to temporary repairs for few days to few weeks. Partially closed to traffic due to permanent repairs for few weeks to few months*.
Moderate	Moderate settlement or offset of the ground (30 to 60cm).	Moderate amount of debris of collapsed structures.	Fully closed due to temporary repairs for few days. Partially closed to traffic due to permanent repairs for few weeks ¹ .
Minor	Slight settlement (<30cm) or offset of the ground.	Minor amount of debris of collapsed structures.	Open to traffic. Reduced speed during repairs.
None	/	No damage/ Clean road	Fully open.

Tabella 25 Livelli di danneggiamento di una strada (Risk-UE)

Ponti

Per la valutazione del danneggiamento dei ponti vengono adottati gli stati di danno previsti nel metodo HAZUS descritti nel paragrafo precedente e riportati nella tabella 26.

LIVELLI DI DANNO RISK-UE (derivati da HAZUS 99)		
Damage States	Description	
Complete	Any column collapsing and connection losing all bearing support which may lead to imminent deck collapse	ds5
Extensive	Any column degrading without collapse (column structurally unsafe), any connection losing some bearing support, or major settlement of the approach.	ds4
Moderate	Any column experiencing moderate cracking and spalling (column structurally still sound), any connection having cracked shear keys or bent bolts, or moderate settlement of the approach.	ds3
Slight Minor	Minor cracking and spalling to the abutment, cracks in shear keys at abuments, minor spalling and cracks at hinges, minor spalling at the column (damage requires no more cosmetic repair) or minor cracking to the deck.	ds2
None	No damage to a bridge.	ds1

Tabella 26 Livelli di danno per ponti e viadotti adottati dal metodo Risk-UE (derivati da HAZUS '99)

Funzioni di danno

Corpo stradale

Nel metodo Risk-UE vengono utilizzate le stesse funzioni di danno diretto del corpo stradale del metodo HAZUS e descritte al paragrafo precedente. Per quanto riguarda i danni indiretti invece propone due approcci per valutare l'eventuale estensione dei detriti. Il primo è un approccio empirico e valido per edifici in cemento armato valuta l'estensione in m dei detriti attraverso la formula seguente:

$$x \leq \frac{2}{3} N$$

dove x è l'estensione dei detriti in m ed N il numero di piani dell'edificio. Il secondo è un approccio analitico ed è stato sviluppato per gli edifici in muratura. Le formulazioni variano in funzione della configurazione dell'edificio come riportato in figura 57.

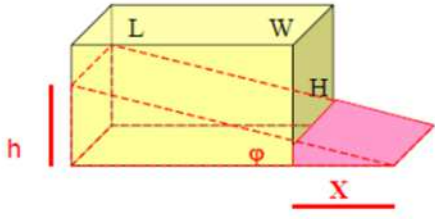
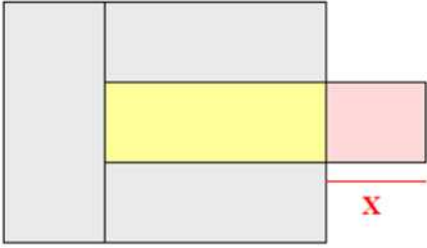
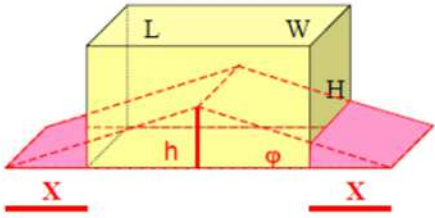
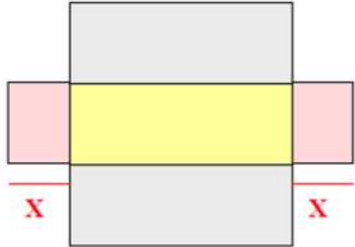
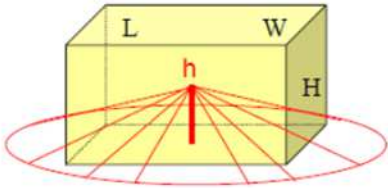
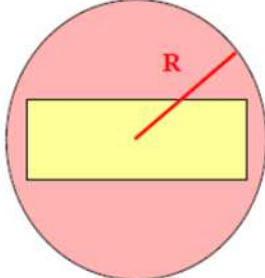
<p>Equation 2 : $k_v \cdot W \cdot L \cdot H = (L+X)W \cdot \frac{h}{2}$</p> <p>With</p> <p>Equation 3 : $h = (L+X) \tan(\varphi)$</p>	<p>Then debris obstruction is given by:</p> <p>Equation 4 : $X = \sqrt{\frac{2k_v \cdot L \cdot H}{\tan(\varphi)}} - L$</p>
	
<p>Equation 5 : $k_v \cdot W \cdot L \cdot H = 2 \cdot (\frac{L}{2} + X)W \cdot \frac{h}{2}$</p> <p>With</p> <p>Equation 6 : $h = (\frac{L}{2} + X) \tan(\varphi)$</p>	<p>Then debris obstruction is given by:</p> <p>Equation 7 : $X = \sqrt{\frac{k_v \cdot L \cdot H}{\tan(\varphi)}} - \frac{L}{2}$</p>
	
<p>Equation 8 : $k_v \cdot W \cdot L \cdot H = \frac{\pi}{3} R^2 h$</p> <p>With</p> <p>Equation 9 : $h = R \cdot \tan(\varphi)$</p>	<p>Then debris obstruction may be deduced from the ray, in both longitudinal and transversal directions:</p> <p>Equation 10 : $R = \sqrt[3]{\frac{3k_v \cdot W \cdot L \cdot H}{\pi \cdot \tan(\varphi)}}$</p> <p>Equation 11 : $X = (R - \frac{L}{2}) \cdot (R - \frac{W}{2})$</p>
	

Figura 57 Approccio analitico per il calcolo del danno indiretto per edifici in muratura – metodo Risk-UE

In cui K_v è il rapporto tra il volume dei detriti ed il volume di costruzione iniziale, φ è la pendenza del cumulo di detriti (φ , ad esempio 45°), H , L e W sono rispettivamente l'altezza, la lunghezza e la larghezza dell'edificio.

Ponti

Il metodo Risk-UE propone l'adozione di curve di fragilità empiriche in accordo alla metodologia del metodo HAZUS prevedendo però una diversa categorizzazione delle tipologie di ponti. Il metodo HAZUS prevede 28 tipologie di ponti mentre il metodo Risk-UE prevede le 15 tipologie riportate nella tabella 27, maggiormente ricorrenti in Europa.

CLASSIFICAZIONE DEI PONTI E VIADOTTI SECONDO IL METODO RISK-UE				
Material	Column Bent Type	Span Continuity	Design	Category
All	Single Span	-	Conventional	1
			Seismic	2
Concrete Bridges	Single	Simple Support	Conventional	3
			Seismic	4
		Continuous	Conventional	5
			Seismic	6
	Multiple	Simple Support	Conventional	7
			Seismic	8
		Continuous	Conventional	9
			Seismic	10
Steel Bridges	Multiple	Simple Support	Conventional	11
			Seismic	12
	All	Continuous	Conventional	13
			Seismic	14
	Other			15

Tabella 27 Tipologie di ponti – metodo Risk-UE

Come per il metodo HAZUS le curve di fragilità sono funzioni di ripartizioni log-normali che possono essere costruire a partire dal valore medio, cioè quello che ha probabilità di accadimento del 50%; e la dispersione, o deviazione standard.

Typology	Damage state			
	Minor	Moderate	Extensive	Complete
Category	Median SA at 1.0 s (g) with $\beta=0.6$			
1-2	$0.8 \times \min\left(1; 2.5 \times \frac{SA(1.0)}{SA(0.3)}\right)$	$1.0 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.2 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.7 \times K_{skew} \times EQ1$
3	0.25	$0.35 \times K_{skew} \times EQ1$	$0.45 \times K_{skew} \times EQ1$	$0.70 \times K_{skew} \times EQ1$
4	0.50	$0.80 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.10 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.70 \times K_{skew} \times EQ1$
5	0.35	$0.45 \times K_{skew} \times EQ2$	$0.55 \times K_{skew} \times EQ2$	$0.80 \times K_{skew} \times EQ2$
6	0.60	$0.90 \times K_{skew} \times EQ3$	$1.30 \times K_{skew} \times EQ3$	$1.60 \times K_{skew} \times EQ3$
7	0.25	$0.35 \times K_{skew} \times EQ1$	$0.45 \times K_{skew} \times EQ1$	$0.70 \times K_{skew} \times EQ1$
8	0.50	$0.80 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.10 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.70 \times K_{skew} \times EQ1$
9	$0.60 \times \min\left(1; 2.5 \times \frac{SA(1.0)}{SA(0.3)}\right)$	$0.90 \times K_{skew} \times EQ2$	$1.10 \times K_{skew} \times EQ2$	$1.50 \times K_{skew} \times EQ2$
10	$0.90 \times \min\left(1; 2.5 \times \frac{SA(1.0)}{SA(0.3)}\right)$	$0.90 \times K_{skew} \times EQ3$	$1.10 \times K_{skew} \times EQ3$	$1.50 \times K_{skew} \times EQ3$
11	0.25	$0.35 \times K_{skew} \times EQ4$	$0.45 \times K_{skew} \times EQ4$	$0.70 \times K_{skew} \times EQ4$
12	0.50	$0.80 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.10 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.70 \times K_{skew} \times EQ1$
13	$0.75 \times \min\left(1; 2.5 \times \frac{SA(1.0)}{SA(0.3)}\right)$	$0.75 \times K_{skew} \times EQ5$	$0.75 \times K_{skew} \times EQ5$	$1.10 \times K_{skew} \times EQ5$
14	$0.90 \times \min\left(1; 2.5 \times \frac{SA(1.0)}{SA(0.3)}\right)$	$0.90 \times K_{skew} \times EQ3$	$1.10 \times K_{skew} \times EQ3$	$1.50 \times K_{skew} \times EQ3$
15	0.80	1.00	1.20	1.70

Skew angle (K_{skew})	3-dimensional arch action in the deck (K_{3D})						
	EQ1	EQ2	EQ3	EQ4	EQ5	EQ6	EQ7
$\sqrt{\sin(90-\alpha)}$	$1 + \frac{0.25}{N-1}$	$1 + \frac{0.33}{N}$	$1 + \frac{0.33}{N-1}$	$1 + \frac{0.33}{N-1}$	$1 + \frac{0.05}{N}$	$1 + \frac{0.20}{N-1}$	$1 + \frac{0.10}{N}$

Tabella 28 Parametri per il calcolo delle curve di fragilità – metodo Risk-UE

Anche nel metodo Risk-UE vengono introdotti i fattori correttivi che tengono conto delle caratteristiche specifiche del ponte:

$$K_{skew} = \sqrt{\sin(90 - \alpha)}$$

dove α è l'angolo di sghembatura del ponte

$$K_{3D} = 1 + \frac{A}{N-B}$$

dove N è il numero di campate ed A e B sono coefficienti che dipendono dalla tipologia di ponte.

Nella tabella 28 sono riportati i valori medi della sollecitazione sismica in termini di Sa (1s) per le 15 tipologie di ponti e per i quattro livelli di danno. Per quanto riguarda i simboli L è la lunghezza del ponte, N è il numero di campate del ponte, W la è la larghezza della campata, α è l'angolo di sghembature del ponte, Sa (1s) è l'accelerazione spettrale a 1 secondo, Sa (0.3s) è l'accelerazione spettrale a 0.3 secondi. Nella tabella 29 sono riportati i valori medi della deformazione al suolo (PGD) per le 15 tipologie di ponti e per i quattro livelli di danno.

Typology	Damage state	
	Minor / Moderate / Extensive	Complete
Category	Median PGD (m) with $\beta=0.2$	
1; 2; 15	0.10	0.35
3; 4	/	/
5; 6; 9; 10; 13; 14	0.10	$0.35 \times \sin(\alpha)$
7; 8; 11; 12	$0.10 \times \frac{0.5 \times L}{N \times W \times \sin(\alpha)}$	$0.35 \times \frac{0.5 \times L}{N \times W \times \sin(\alpha)}$

Tabella 29 Parametri per il calcolo delle curve di fragilità dei ponti in termini di PGD – metodo Risk-UE

Tempi di ripristino

Nell'ambito del progetto Risk-UE sono state definite delle curve di ripristino rappresentate attraverso distribuzioni normali standard per le quali vengono forniti i valori di media e deviazioni standard per i diversi stati di danno in accordo a quanto previsto nel metodo HAZUS e ATC-13. I valori di media e deviazione standard si riferiscono ai tempi medi di ripristino di un tratto stradale lungo un chilometro (tabella 30). Ovviamente le tempistiche possono essere tarante in funzione dell'organizzazione e alla capacità del Gestore dell'infrastruttura.

RO1: Roads	Normal distribution		Discrete function				
	Mean (days)	σ	1 day	3 days	7 days	30 days	90 days
Complete / Extensive	21.0	16.0	10	14	20	70	100
Moderate	2.2	1.8	25	65	100	100	100
Minor	0.9	0.05	90	100	100	100	100

RO2: Bridges	Normal distribution		Discrete function				
	Mean (days)	σ	1 day	3 days	7 days	30 days	90 days
Complete	230.0	110.0	0	2	2	4	10
Extensive	75.0	42.0	2	5	6	15	65
Moderate	2.5	2.7	30	60	95	100	100
Minor	0.6	0.6	70	100	100	100	100

Tabella 30 Tempi di ripristino delle strade e dei viadotti per diversi livelli di danneggiamento – metodo Risk-UE

4.13 Progetto SYNER-G

Il SYNER-G (Systemic Seismic Vulnerability and Risk Analysis for Buildings, Lifeline Networks and Infrastructures Safety Gain) è un progetto di ricerca europeo finanziato dalla Commissione europea (2009-2013) nell'ambito del quale è stata sviluppata una metodologia per la valutazione della vulnerabilità sismica fisica e socio economica a livello urbano / regionale secondo lo schema generale riportato nella figura 58. Nell'ambito del progetto Syner-G, il Work Package 3 riguarda la definizione delle funzioni di fragilità per elementi e sistemi ed in particolare il report 3.6 tratta della fragilità dei ponti con riferimento alle tipologie presenti in Europa e tra le altre cose è stata svolta una revisione di letteratura in merito alle curve di fragilità esistenti con l'obiettivo di uniformarle e confrontarle. Nel report 3.7 è stata svolta una revisione bibliografica sulle funzioni di fragilità presenti in letteratura sugli elementi che compongono l'infrastruttura stradale proponendone delle nuove. Nell'ambito di tale progetto la rete stradale viene suddivisa nei seguenti sottocomponenti: ponti, gallerie, rilevati, trincee, strada su pendio, pavimentazione stradale e spalle dei ponti. Anche nel progetto SYNER-G come per il metodo HAZUS ed il metodo Risk-UE sono state definite per le diverse componenti dell'infrastruttura stradale funzioni di danno rispetto alla sollecitazione sismica attraverso l'utilizzo di curve di fragilità che verranno descritte nei successivi paragrafi.

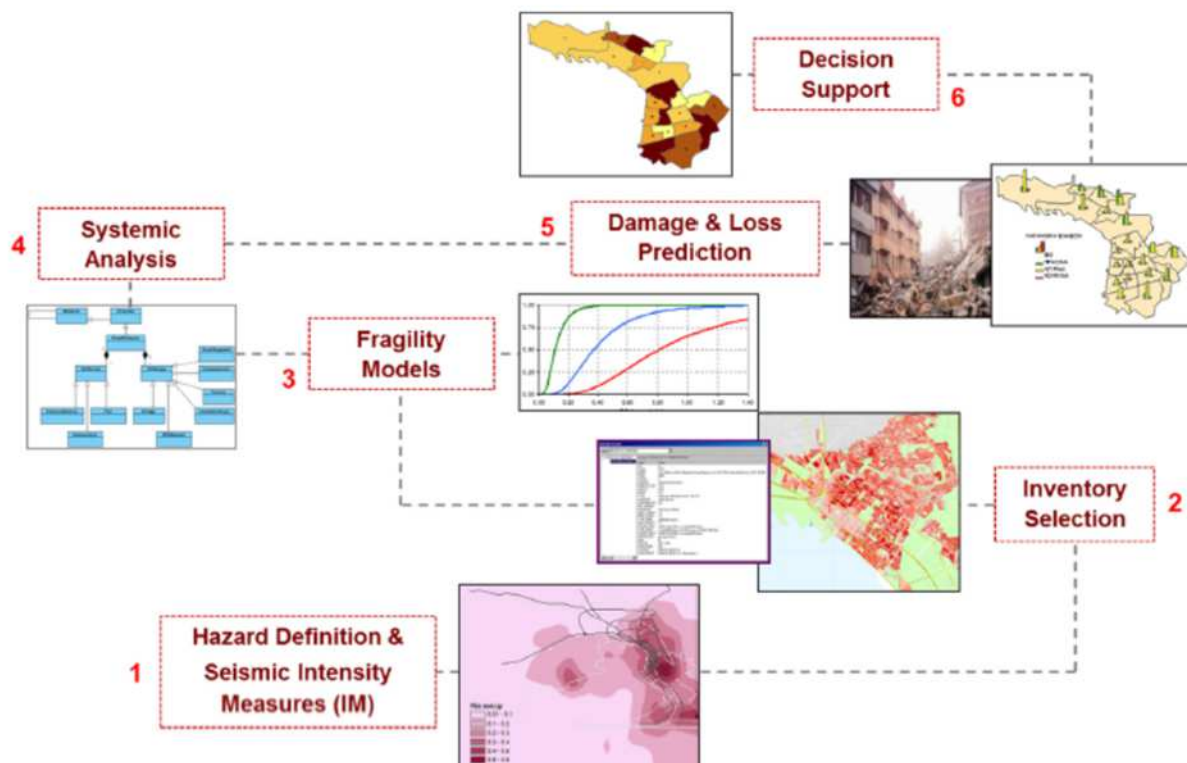


Figura 58 Flow chart generale del metodo SYNER-G

5 Criticità sulla rete stradale del centro Italia a seguito della sequenza sismica del 2016

5.1 Descrizione dell'assetto tettonico dell'area di studio

L'area oggetto di questo studio è situata nell'appennino centrale e ricade a cavallo di tre regioni amministrative, Marche, Umbria e Lazio. L'appennino centrale, comprende l'Appennino Umbro-Marchigiano e quello Abruzzese; qui si trovano le cime più elevate dell'intero arco appenninico, come il Corno Grande (2912 m), che possiede l'unico ghiacciaio di tutta la catena appenninica, detto Calderone, le vette della Maiella (monte Amaro, 2795 m), il monte Vettore e il monte Velino. Sul versante est di tutto l'Appennino Centrale si trovano moltissime valli trasversali in corrispondenza dei vari fiumi che vi scorrono. Sul versante ovest e all'interno dell'Appennino Centrale si trovano numerose grandi conche: le conche di Gubbio, di Foligno e di Terni, nell'Appennino Umbro-Marchigiano; la conca di Rieti, dell'Aquila, di Avezzano e di Sulmona, nell'Appennino Abruzzese. I rilievi appenninici sono costituiti per lo più da rocce sedimentarie particolarmente soggette all'erosione delle acque dei fiumi. L'area di studio risulta classificata altamente sismica come si evince dalle mappe di pericolosità redatte dall'INGV. Detta pericolosità deriva dal particolare assetto tettonico derivante dall'evoluzione della catena Appenninica iniziata nel Miocene e attualmente ancora in atto. Si tratta dell'evoluzione di un sistema orogenico catena-avanfossa-avampaese durante la quale gli sforzi compressivi sono migrati dai settori occidentali peritirrenici verso quelli orientali dell'area adriatica; le fasi compressive sono state accompagnate e poi seguite, a partire dal Miocene superiore, da una tettonica distensiva, anch'essa in migrazione da ovest verso est e non ancora ultimata. La migrazione ha portato allo sviluppo di sistemi di faglie normali neogenicoquaternarie che hanno dislocato le strutture della catena e generato depressioni tettoniche, anche intramontane, in cui si sono deposte successioni sedimentarie da marine a continentali. Alla tettonica distensiva plio-pleistocenica, prevalentemente sul versante tirrenico della catena, è legata la formazione delle estese depressioni interne alla dorsale appenninica, e l'impostazione di una serie di apparati vulcanici sul versante Tirrenico. I risultati ottenuti dall'analisi dei dati geodetici acquisiti tramite una rete abbastanza fitta di stazioni GPS permanenti nell'Italia centrale e settentrionale hanno permesso di apprezzare l'attuale contesto cinematico/tettonico dell'appennino centrale. Il quadro delle velocità orizzontali medie di tutti i siti coinvolti durante il periodo 2001-2013 Cenni et alii (2012) riportato in figura 59 indica che la parte esterna dell'Appennino centrale e settentrionale si sta muovendo circa verso NE in modo sensibilmente più veloce (3-5 mm/anno) rispetto alla parte interna tirrenica della catena (1-2 mm/anno). Gli studi effettuati da Mantovani et alii (2014) evidenziano come dalla sovrapposizione delle mappe di velocità orizzontali dedotte da misure geodetiche con la mappa degli epicentri, riportata in figura 60, si rileva che la zona di separazione tra i due settori a cinematica differenziata comprende la fascia di maggiore sismicità che si sviluppa dall'Aquilano all'Appennino romagnolo, lungo l'allineamento

Norcia-Colfiorito-Gubbio. Questa evidenza sembra essere un importante supporto all'ipotesi che la formazione del sistema di faglie GCN sia un effetto della diversa cinematica dei due settori.

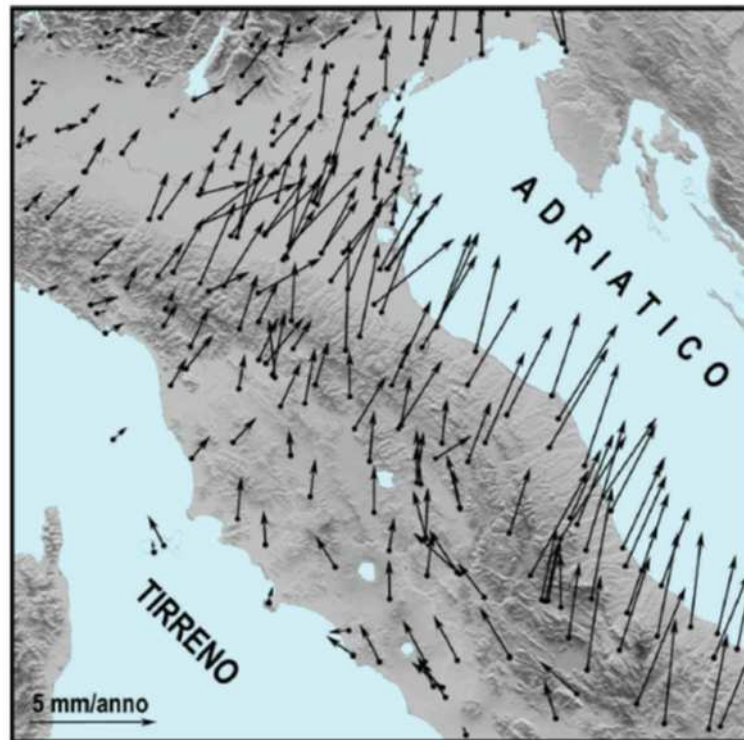


Figura 59 Velocità orizzontali medie dei siti GPS ottenute dall'analisi dei dati acquisiti nel periodo 2001-2012 (da Cenni et alii, 2012). I vettori rappresentano la velocità dei siti rispetto all'Eurasia

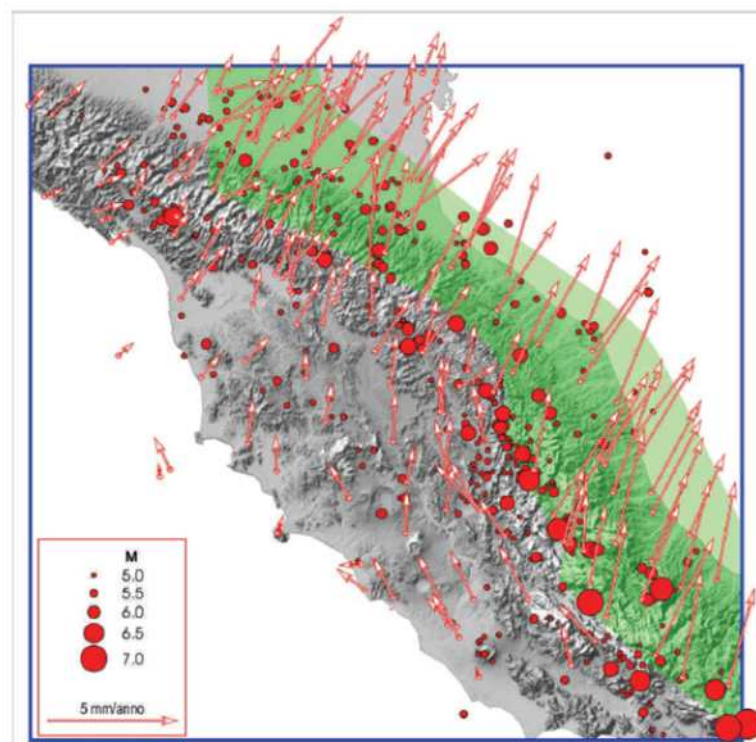
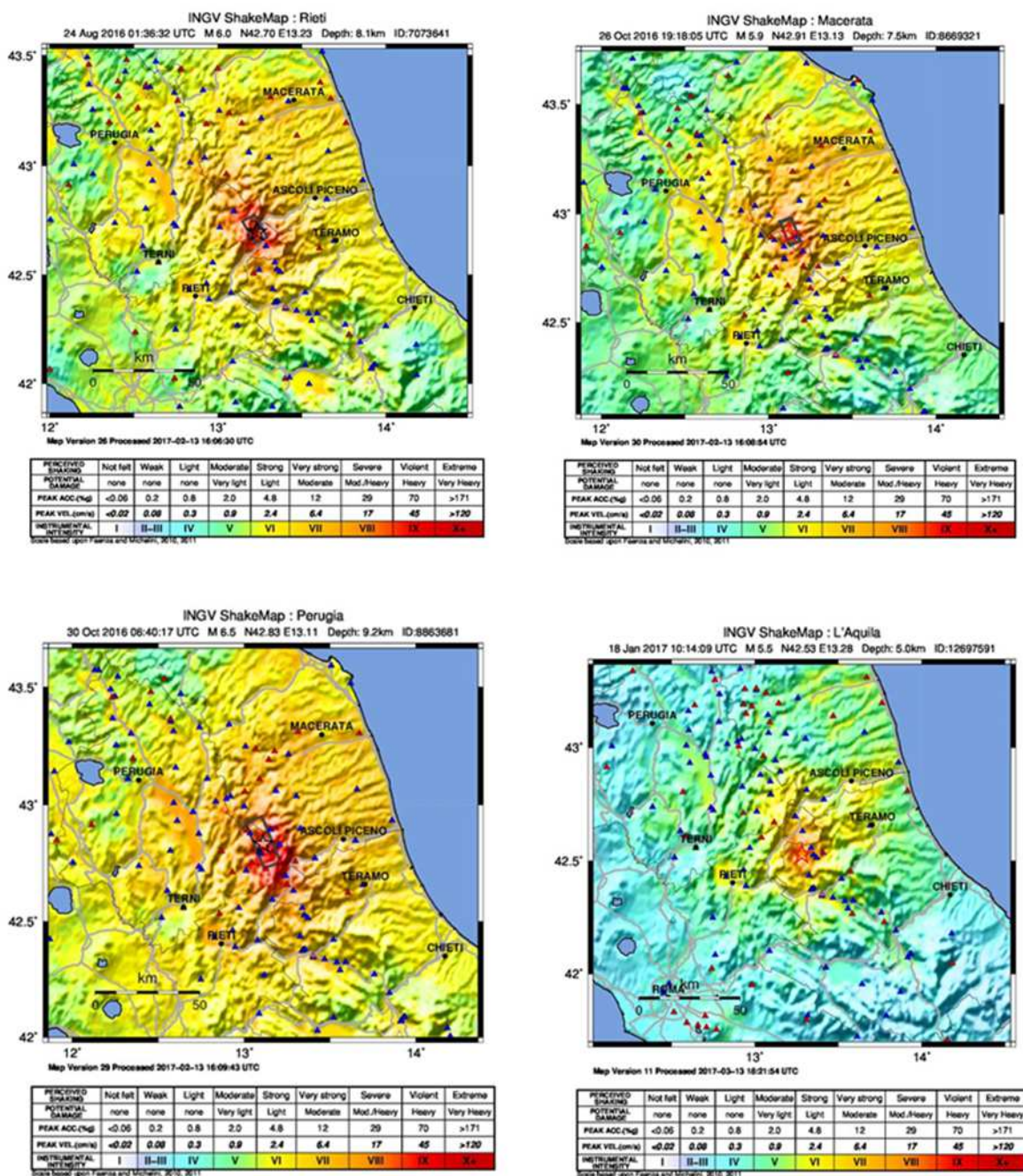


Figura 60 campo di velocità dedotto da misure geodetiche – epicentri dei terremoti più intensi dopo l'anno 1000 Mantovani et alii (2014)

5.2 La sequenza sismica del centro Italia del 2016

Il 24 agosto 2016 alle 3.36 un terremoto di magnitudo 6.0 colpisce il Centro Italia, con epicentro nei pressi di Accumoli interessando una vasta area a cavallo delle regioni Abruzzo, Lazio, Marche e Umbria. Purtroppo l'evento provoca 299 vittime, numerosi feriti e gravi danni sul territorio coinvolgendo migliaia di persone.



Data e Ora (Italia)	Magnitudo	Zona	Profondità	Latitudine	Longitudine
2016-10-26 21:18:05	Mw 5.9	3 km NW Castelsantangelo sul Nera (MC)	8	42.91	13.13
2016-08-24 03:36:32	Mw 6.0	1 km W Accumoli (RI)	8	42.70	13.23
2016-10-30 07:40:17	Mw 6.5	5 km NE Norcia (PG)	9	42.83	13.11
2017-01-18 11:14:09	Mw 5.5	2 km NW Capitignano (AQ)	10	42.53	13.28

Figura 61 Shakemap delle principali scosse della sequenza sismica del centro Italia del 2016 – fonte INGV

Immediatamente il Capo Dipartimento della Protezione Civile convoca il Comitato Operativo, che si riunisce in seduta permanente nella sede operativa del Dipartimento e dal 28 agosto viene istituita a Rieti la Dicomac - Direzione di comando e controllo, che provvede al coordinamento delle attività di gestione dell'emergenza finalizzate all'assistenza alla popolazione, alla ricognizione dei danni su abitazioni, patrimonio artistico-culturale ed edifici pubblici, alla ricerca di soluzioni abitative alternative e al sostegno alle attività zootecniche. Il 26 e il 30 ottobre 2016 il Centro Italia è interessato da nuovi violenti terremoti ed in particolare il 26 ottobre con una nuova scossa di magnitudo 5.9 con epicentro nei pressi di Castelsantangelo sul Nera (MC) ed il 30 ottobre con una scossa di magnitudo 6.5 con epicentro nei pressi di Norcia (PG), che risulta la più forte in Italia degli ultimi trent'anni. Fortunatamente queste due ultime due scosse non provocano vittime ma accrescono i danni sul patrimonio edilizio e sulle viabilità già duramente colpite. Infine nella seconda metà di gennaio, in concomitanza con una eccezionale ondata di maltempo, che colpisce pesantemente Abruzzo, Lazio, Marche e Umbria, il 18 gennaio 2017, quattro scosse di magnitudo superiore a 5.0 colpiscono nuovamente le zone del centro Italia, in particolare la più forte delle scosse registra una magnitudo di 5.5 con epicentro nei pressi di Capitignano. Poche ore dopo le scosse una slavina travolge e distrugge l'Hotel Rigopiano, situato alle pendici del Gran Sasso, in provincia di Pescara. La sintetica cronistoria della sequenza sismica che ha colpito il centro Italia ci pone di fronte all'importante ruolo che assolvono le infrastrutture di trasporto quando eventi sismici sconvolgono un territorio sia per la fase immediatamente successiva all'evento per la gestione dell'emergenza sia per il ritorno alla normalità negli anni successivi. Inoltre la sequenza sismica ha evidenziato come eventi sismici possono ripetersi a distanza ravvicinata andando ad interessare mano a mano un'area sempre più vasta creandosi quindi delle situazioni di emergenza nell'emergenza. Un'ultima considerazione va fatta sulle possibilità di avere più eventi calamitosi in concomitanza come nel caso dell'eccezionale ondata di maltempo che ha compromesso ancora di più le condizioni della viabilità già danneggiata dal sisma.

5.3 Impatto degli eventi sismici sull'infrastruttura stradale del centro Italia

5.3.1 Quadro di riferimento

Dal 28 agosto 2016 al 7 aprile 2017 la Dicomac - Direzione di comando e controllo della Protezione Civile ha provveduto al coordinamento delle attività di gestione dell'emergenza legata agli eventi che hanno colpito il centro Italia. Nel corso della gestione emergenziale la Protezione Civile con le OCDPC n. 393, 394 e 408 ha nominato dei Soggetti Attuatori con il compito di attuare interventi urgenti in diversi ambiti di azione. Tra i diversi ambiti è stato nominato il Soggetto Attuatore per il coordinamento degli interventi di messa in sicurezza e di ripristino della viabilità in quanto in seguito agli eventi sismici, la rete stradale è risultata fortemente compromessa per la presenza di frane sismo indotte o per l'aggravamento di fenomeni di dissesto preesistenti e di edifici pericolanti o fortemente danneggiati prospicienti le principali viabilità, che hanno impedito il transito su numerose

arterie viarie di collegamento con i principali Comuni colpiti e le relative frazioni, rendendo difficoltosa e a volte impossibile la logistica ai fini emergenziali.

5.3.2 Area di intervento

Il perimetro dell'ambito territoriale di intervento è definito dalle ordinanze del 10/10/2016 e del 15/11/2016 del Commissario straordinario del Governo ai fini della ricostruzione. L'area si estende su una superficie complessiva di circa 7.600 kmq e comprende 131 comuni distribuiti su 9 provincie: L'Aquila, Teramo, Rieti, Ancona, Ascoli Piceno, Fermo, Macerata, Perugia, Terni e 4 Regioni: Abruzzo, Lazio, Marche, Umbria (figura 62).

	Comuni	Area (kmq)
Umbria	15	1.408
PG	11	1.268
TR	4	140
Marche	87	3.978
AN	2	289
AP	22	951
FM	17	381
MC	46	2.357
Lazio	15	1.154
RI	15	1.154
Abruzzo	14	1.056
AQ	3	187
TE	11	870
Totale	131	7.597

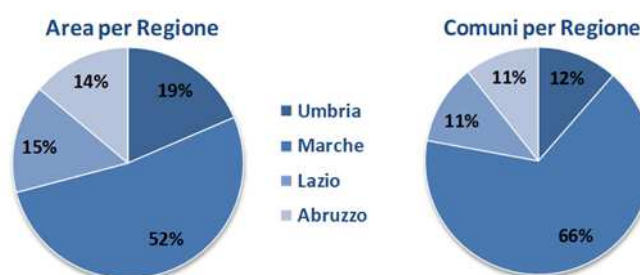


Figura 62 Territori colpiti dalla sequenza sismica del centro Italia 2016 – 2017 – Fonte Soggetto Attuatore

La rete stradale presente nell'area colpita dagli eventi sismici ha uno sviluppo complessivo di circa 15.300 km per la maggior parte, circa 11.000 km, di competenza Comunale.

5.3.3 Soggetto Attuatore per il ripristino della viabilità nelle aree interessate dagli eventi sismici del 2016 OCDPC 408/2016 - OCDPC 475/2017

In seguito agli eventi sismici di agosto e ottobre 2016, con D.L. n. 205/2016 dell'11/11/2016 (convertito nella L. 229/2016 il 15/12/2016) è stata individuata ANAS come Soggetto Attuatore di Protezione Civile per il ripristino e la messa in sicurezza della viabilità nei territori interessati dagli eventi sismici occorsi nel centro Italia da agosto 2016.

L'art. 4 dell'Ordinanza CDPC 408/2016 articola l'azione del Soggetto Attuatore secondo due fasi: di Programmazione degli interventi di ripristino e della viabilità e di attuazione degli stessi.

In particolare per la fase di programmazione, il comma 2 dell'art.4 richiede di:

- a) Effettuare l'aggiornamento della ricognizione delle criticità inerenti alla rete viabilistica interessata dagli eventi sismici sulla base delle segnalazioni effettuate dai gestori nonché degli esiti dei sopralluoghi appositamente programmati ed eseguiti;

- b) individuare, all'esito della ricognizione, gli interventi minimi essenziali per garantire il ripristino della viabilità;
- c) redigere un programma di ripristino e messa in sicurezza della rete stradale, contenente gli interventi realizzabili mediante tempistiche e finalità coerenti con la gestione emergenziale unitamente alle priorità d'intervento.

Per la successiva fase di attuazione, il comma 4 dell'art.4, richiede di assicurare il coordinamento operativo ed il monitoraggio dell'esecuzione degli interventi del programma e provvedere direttamente alla realizzazione degli interventi di propria competenza e di quelli di competenza dei gestori locali qualora la capacità operativa di questi ultimi e le esigenze emergenziali non consentano agli stessi di provvedere autonomamente.

Tuttavia, considerata la rilevante estensione della rete stradale oggetto di intervento, nonché della diffusione e della complessità del danno rilevato sulla stessa, al fine di garantire la miglior efficacia di azione nel perseguire il pronto ripristino della viabilità, si è stabilito di procedere sia nella fase di redazione che di attuazione del Programma secondo una successione di stralci operativi incrementali.

Nel definire l'estensione degli stralci si è fatto riferimento alla valenza della rete stradale in termini di mobilità, così come per la definizione delle priorità si è fatto riferimento agli effetti dell'intervento sulle esigenze di mobilità del territorio.

Infatti, all'avvio delle attività del Soggetto Attuatore, il 18 novembre 2016, è stata sviluppata, sempre di concerto con Regioni e Enti gestori, la metodologia di analisi ed i criteri di classificazione dei danni e delle tipologie di intervento, che hanno portato alla definizione delle priorità.

Secondo questo approccio, condiviso con il Dipartimento della Protezione Civile, il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, le Regioni e gli Enti gestori, sono stati redatti, proposti ed approvati i primi quattro stralci del Programma, è stato redatto e proposto il quinto, ora in corso di approvazione ed è in corso di redazione il sesto.

Al termine della fase di prima emergenza, con Ordinanza CDPC 444 del 04/04/2017, la prosecuzione del Programma di ripristino della viabilità (ex OCDPC 408/2016), tramite la redazione e l'attuazione del terzo e dei successivi stralci, è stata demandata al Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Amministrazione competente sulla viabilità in regime ordinario.

Il Soggetto Attuatore Viabilità di Protezione Civile è rimasto competente nell'attuazione del primo e del secondo stralcio del Programma. Successivamente, con Ordinanza CDPC 475/2017 del 28/08/2017, si è disposto che anche il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti possa avvalersi del Soggetto Attuatore Viabilità per sviluppare le attività in piena continuità, metodologica ed operativa, con gli stralci precedenti, al fine di programmare e quindi attuare gli interventi minimi necessari a risolvere le criticità censite nel periodo successivo ad aprile 2017.

5.3.3.1 Attività di ricognizione e programmazione degli interventi

Come previsto dall'articolato dell'OCDPD 408/2016, le attività sono state avviate provvedendo ad una ricognizione puntuale delle criticità presenti sulla rete stradale. Per quanto detto, tale ricognizione è stata condotta focalizzandosi inizialmente sulla rete di 1° livello, per poi passare successivamente a quella dei livelli maggiori. Per ciascuna criticità segnalata è stato effettuato uno specifico sopralluogo congiuntamente al personale tecnico dell'Ente Gestore della viabilità, in accordo col quale si è provveduto a:

- geolocalizzare il sito del danno sul grafo;
- identificare la criticità definendone la classe;
- riconoscere il danno arrecato all'infrastruttura dagli eventi sismici;
- valutare gli effetti delle criticità sulla mobilità;
- individuare le soluzioni di intervento, anche in più fasi o alternative, definendone la categoria;
- stimare, in prima ipotesi, i costi ed i tempi di attuazione degli interventi.

Per la classificazione della criticità si è utilizzata una discretizzazione in 5 classi da A ad E.

Classe	Descrizione	Specifiche
A	Viabilità interrotta	Strade chiuse a seguito di danni strutturali conseguenti agli eventi sismici, e per i quali non è stato possibile riaprire al traffico, neanche con limitazioni
B	Viabilità con ridotte condizioni di sicurezza	Strade non più nelle condizioni di sicurezza ante eventi sismici. Rientrano nella fattispecie le situazioni in cui è stato possibile garantire la transitabilità con determinate limitazioni (limitazioni di portata, riduzioni di carreggiata, deviazioni su bretelle provvisorie, etc.)
C	Viabilità non in piena funzionalità	Strade in condizioni di sicurezza, ma di cui occorre completare il ripristino del corpo stradale e/o delle opere complementari a seguito degli eventi sismici
D	Viabilità da migliorare/adequare	Strade da migliorare/adequare in termini di funzionalità o di condizioni di rischio
E	Viabilità normale	Strade in normali condizioni di esercizio o necessitanti interventi di sola manutenzione ordinaria.

Figura 63 Classi di Criticità adottate dal Soggetto Attuatore



Figura 64 classi di funzionalità stradale adottate dal Soggetto Attuatore

Per lo sviluppo del programma di attuazione degli interventi sono stati utilizzati i criteri e le classificazioni in termini di priorità già adottati per la redazione dei precedenti stralci del Programma approvati. In particolare, l'attribuzione del livello di priorità ad un intervento individuato necessario per risolvere una criticità è stata operata analizzando il livello di rete della strada e la categoria dell'intervento, secondo la seguente tabella di correlazione.

		Categoria Intervento			
		A	B	C	D
Rete stradale	1° livello	1	1	2	5
	2° livello	2	2	4	5
	3° livello	3	3	4	5

Figura 65 Classi di priorità di intervento adottate dal Soggetto Attuatore

In base a quanto prescritto dall' Ordinanza CDPC 408/2016, art. 4, comma 2, lettera c, il Programma contiene gli interventi minimi di ripristino e messa in sicurezza della rete stradale, realizzabili mediante tempistiche e finalità coerenti con la gestione emergenziale. A tale definizione sono ricondotti tutti gli interventi con priorità 1, 2 e 3, ossia solo relativi a ripristini e messa in sicurezza della rete stradale di 1°, 2° e 3° livello di accessibilità. Solamente per la rete di 1° livello, al fine di garantire la massima affidabilità per la mobilità primaria, vengono inclusi nel Programma con priorità 2, gli interventi di completamento del ripristino funzionale. Gli interventi caratterizzati da priorità 4 e 5 non rientrano nel mandato conferito al Soggetto Attuatore con l'OCDPC 408/2016 e, attesa la loro accertata necessità, dovranno dunque essere realizzati mediante altri programmi di azione, quali i programmi straordinari connessi alla fase di ricostruzione post-sisma o i piani di programmazione ordinari degli Enti gestori delle viabilità.

5.3.3.2 La definizione del programma – stralci operativi incrementali

Considerata la rilevante estensione della rete stradale oggetto di intervento, nonché della diffusione e della complessità del danno rilevato sulla stessa, al fine di garantire la miglior efficacia di azione nel perseguire il pronto ripristino della viabilità, si è stabilito procedere sia nella fase di redazione che di attuazione del Programma secondo una successione di stralci operativi incrementali. Secondo questo approccio, condiviso con il Dipartimento della Protezione Civile, il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, le Regioni e gli Enti gestori, sono stati redatti, proposti, approvati e resi operativi i primi quattro stralci del Programma, anche in esito alle concertazioni con gli Enti territoriali e locali, censendo complessivamente 1422 criticità, individuate e caratterizzate in oltre 1570 sopralluoghi, svolti da novembre 2016 a giugno 2018. Per il componimento del quinto stralcio, sono stati eseguiti, da giugno 2018 a novembre 2018, oltre 238 sopralluoghi che hanno identificato ulteriori 251 criticità; contestualmente sono state condivise con Regioni e Enti gestori la

metodologia di analisi ed i criteri di classificazione dei danni e delle tipologie di intervento, che hanno portato a definirne le priorità.

5.3.3.3 L'attuazione del programma

In relazione all'effettiva approvazione, finanziamento ed operatività degli stralci del Programma approvati si riassume (figura 66):

- Il 1° Stralcio del Programma è stato presentato il 25/01/2017 al Dipartimento della Protezione Civile e trasmesso con integrazioni per l'approvazione il 06/02/2017; a seguito del prescritto procedimento di condivisione con le Regioni e della verifica circa le modalità di attuazione degli interventi, la 1° rimodulazione dello stralcio del Programma è stata trasmessa al DPC il 17/03/2017; lo stralcio è stato quindi approvato e reso operativo dal Capo del DPC il 20/03/2017.
- Il 2° Stralcio del Programma è stato presentato il 23/03/2017 al Dipartimento della Protezione Civile. A seguito del prescritto procedimento di condivisione con le Regioni e della verifica circa le modalità di attuazione degli interventi, la 1° rimodulazione dello stralcio del Programma è stata trasmessa al DPC il 13/04/2017; lo stralcio è stato quindi approvato e reso operativo dal Capo del DPC il 19/04/2017.
- Il 3° Stralcio del Programma è stato presentato il 15/11/2017 alla Direzione competente del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti che, in esito ad un primo incontro con le Regioni territorialmente competenti, ha espresso parere favorevole il 20/12/2017. A seguito del prescritto procedimento di condivisione con le Regioni e della verifica circa le modalità di attuazione degli interventi, la prima rimodulazione dello stralcio del Programma è stata trasmessa al MIT il 13/03/2018; lo stralcio è stato approvato e reso operativo dal parere favorevole del MIT il 30/03/2018.
- Il 4° stralcio del Programma è stato trasmesso il 18/05/2018 alla Direzione competente del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti che, dopo aver convocato un primo incontro con le Regioni territorialmente competenti, ha espresso parere favorevole il 08/08/2018; il 23/08/2018 si è tenuta la Conferenza decisoria tra Soggetto Attuatore del MIT e tutti gli Enti gestori coinvolti per definire le capacità operativa dei gestori stessi e l'effettiva competenza sull'attuazione degli interventi programmati. Lo stralcio è stato approvato e reso operativo dal parere favorevole del MIT il 20/11/2018.
- Il 5° stralcio del Programma è stato trasmesso il 31/12/2018 alla Direzione competente del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.

Si riporta la cronologia delle fasi di redazione, approvazione ed attuazione degli stralci incrementali del Programma.

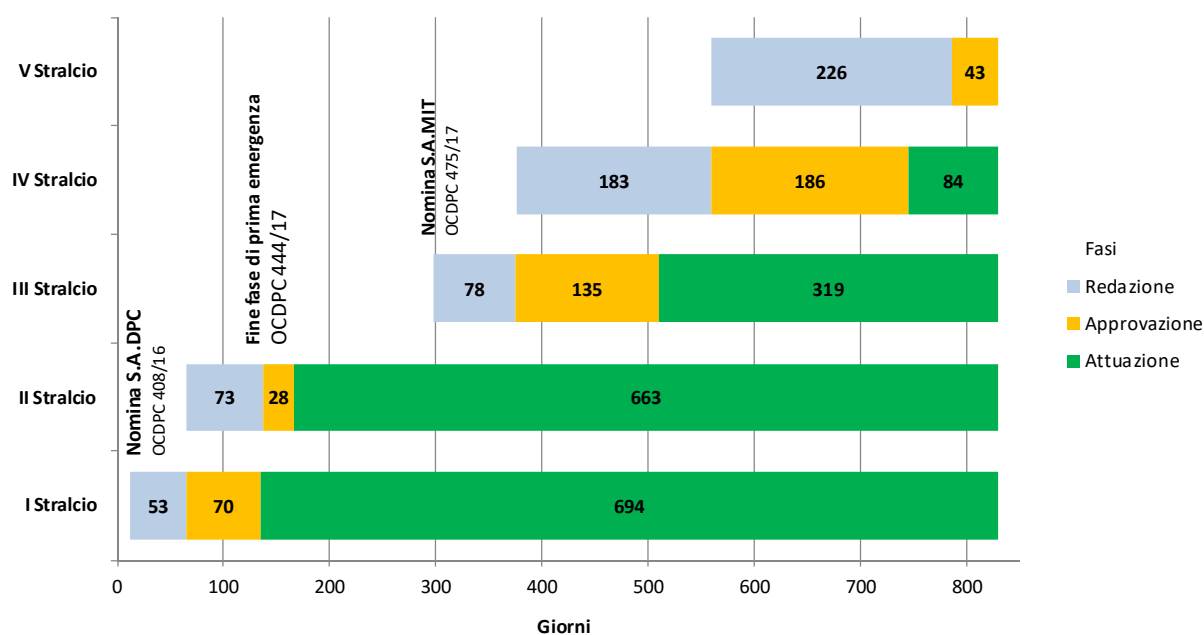


Figura 66 Fasi del programma di attuazione – Fonte Soggetto Attuatore

Per quanto previsto nei primi quattro stralci già operativi del Programma è in corso l'attuazione di 814 interventi, aggregati in 458 progetti esecutivi per appalto, per un importo complessivo di investimento di circa 769 milioni di euro. Il dettaglio dello stato di attuazione degli interventi complessivi dei primi quattro stralci del Programma al 01.02.2019 è sintetizzato nella figura 67 che segue:

Programma OCDPC 408/16 - STRALCI dal I° al IV°					
Attuazione al 01/02/2019 Fase in corso	Num.		% Progetti	Importo	
	Interventi	Progetti		Investimento	% Importi
A - da attivare	148	95	20,74%	€ 123.069.626	16,01%
B - Affidamento progettazione	28	21	4,59%	€ 50.798.633	6,61%
C - Progettazione	70	54	11,79%	€ 60.976.386	7,93%
C1 - Intervento Sospeso	5	3	0,66%	€ 8.961.361	1,17%
D - Approvazione	73	44	9,61%	€ 73.686.638	9,59%
E - Appalto Lavori	105	38	8,30%	€ 78.522.239	10,22%
E1 - Lavori in avvio	17	11	2,40%	€ 27.762.075	3,61%
F - Lavori in corso	171	82	17,90%	€ 233.617.897	30,39%
G - Lavori Ultimati	168	87	19,00%	€ 94.181.267	12,25%
H - Interventi da rimodulare	29	23	5,02%	€ 17.101.233	2,22%
Totale complessivo	814	458	100,0%	€ 768.677.356	100,0%

Figura 67 Avanzamento del Programma di attuazione (stralci I,II,III,IV) – Fonte Soggetto Attuatore

5.3.4 Analisi delle criticità rilevate dal Soggetto Attuatore

5.3.4.1 Classificazione delle criticità

Tutte le criticità individuate tramite sopralluoghi, come già detto, sono state classificate in base a 5 classi da A ad E in funzione dell'impatto del danneggiamento sulla funzionalità della strada. Per

ogni criticità il Soggetto Attuatore ha redatto una scheda con la descrizione del danneggiamento allegando la relativa documentazione fotografica. Sulla base della schedatura delle criticità è stata effettuata una riclassificazione delle tipologie di dissesto individuando 9 tipologie principali:

1. caduta massi
2. movimenti franosi
3. crollo edifici prospicienti
4. danneggiamento corpo stradale (rilevato, pavimentazione)
5. danneggiamento opere minori (muri e sottopassi)
6. danneggiamento ponte in muratura
7. danneggiamento ponte in calcestruzzo
8. danneggiamento viadotto
9. danneggiamento galleria

L'analisi svolta su un campione campione di oltre 1000 criticità evidenzia che nel caso della sequenza sismica del centro Italia oltre il 70% delle criticità rilevate hanno riguardato dissesti di versante che hanno coinvolto le strada con caduta massi o frane e dissesti del corpo stradale (figura 68). Ciò è strettamente correlato alle caratteristiche del territorio in cui la maggior parte delle strade sono viabilità provinciali e comunali che corrono a mezzacosta e che non presentano una grossa incidenza di opere d'arte. Infatti su un totale di circa 15.000 Km di strade che rientrano nella competenza del Soggetto Attuatore circa 11.000 km sono strade comunali, circa 3.500 km sono strade provinciali, 260 km sono strade regionali e 600 Km sono strade statali.

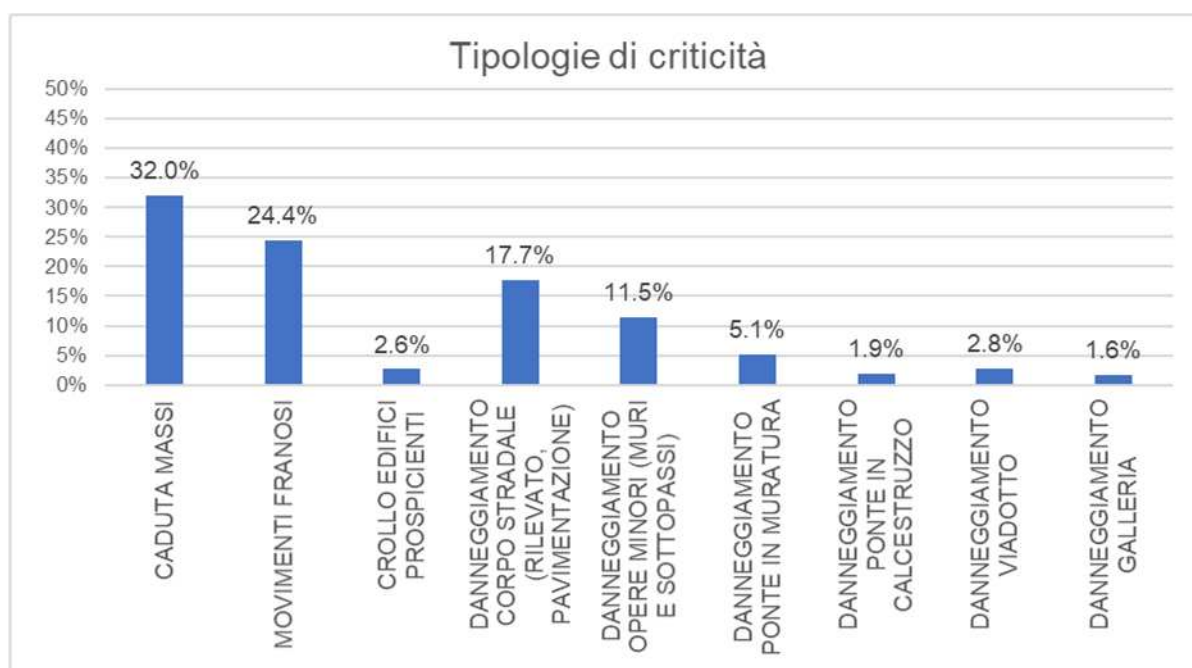


Figura 68 Classificazione delle criticità rilevate sulla rete stradale

Se si analizzano gli effetti delle criticità sopra classificate rispetto alla funzionalità della strada si può vedere che le diverse tipologie di criticità hanno un diverso effetto sulla funzionalità della strada

e infatti si vede che nel caso di danneggiamento delle gallerie il danneggiamento porta nel 70% dei casi alla chiusura della strada. Ovviamente tali incidenze dipendono anche dalla distribuzione delle diverse tipologie di strada sul territorio non uniformemente distribuite e dall'entità della sollecitazione sismica subita anch'essa non uniformemente distribuita (figura 69).

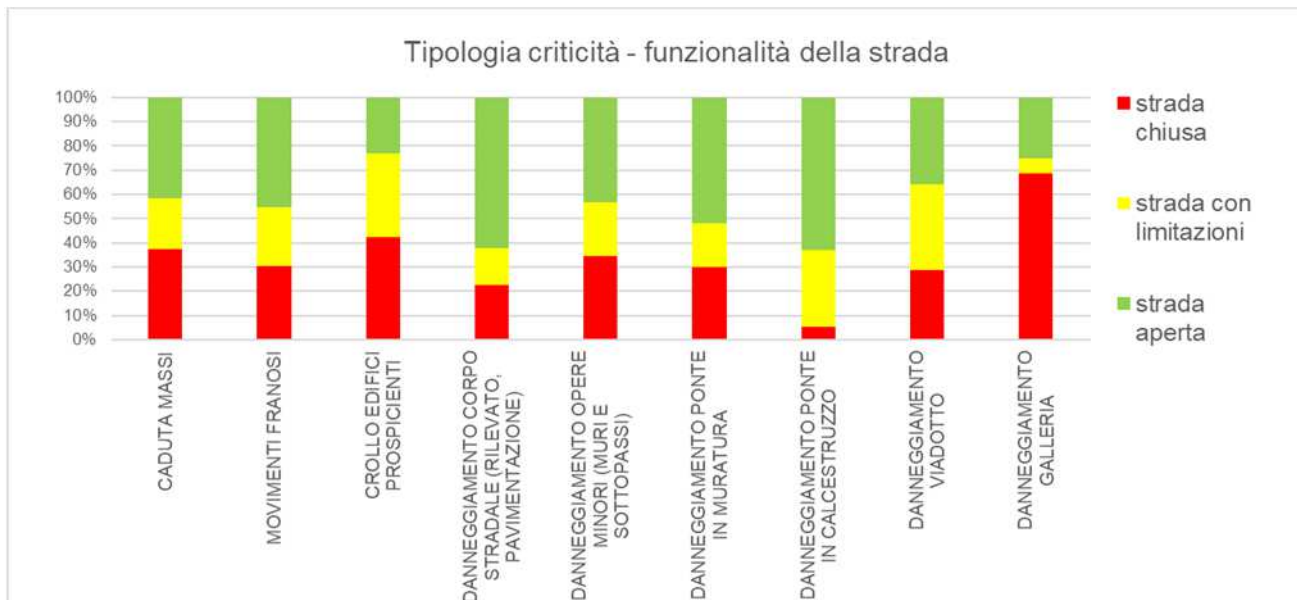


Figura 69 tipologie di criticità funzionalità stradale

Inoltre sono state distribuite le tipologie di criticità per tipologia di strada (figura 70).

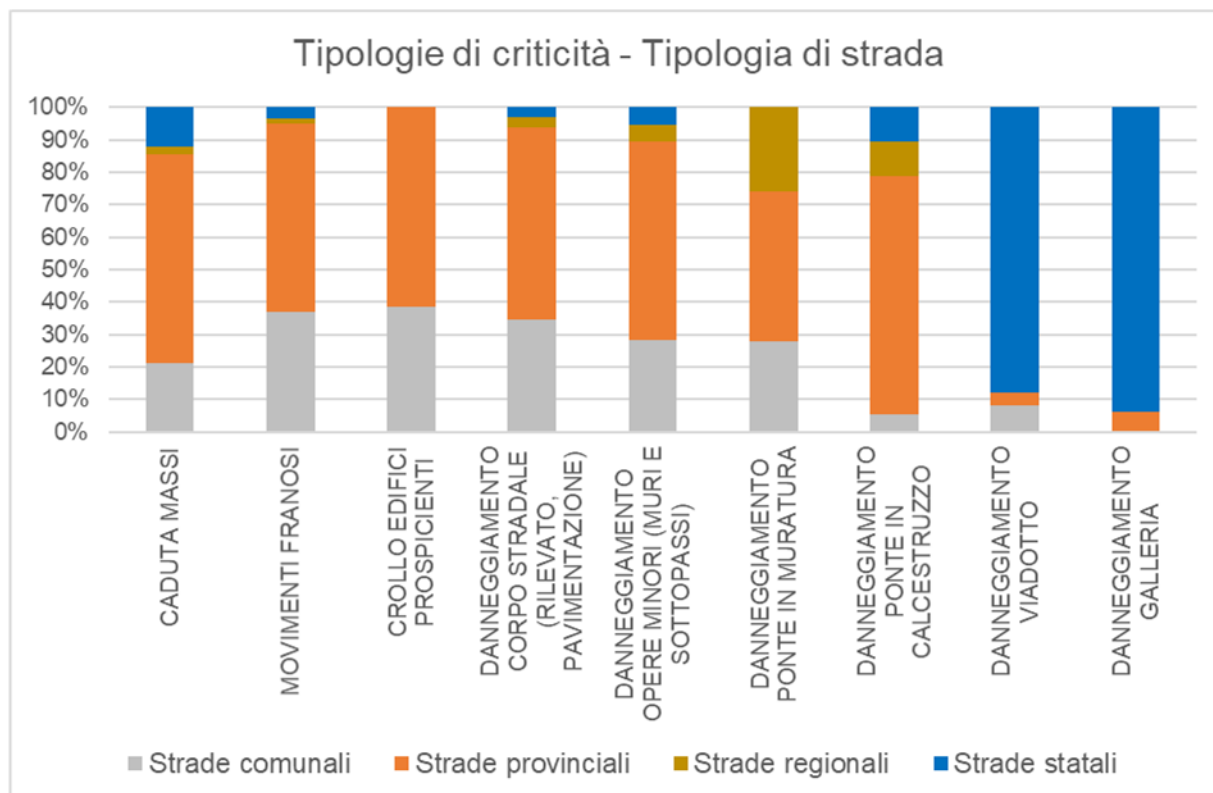


Figura 70 tipologie di criticità - tipologie di strada

In figura 71 si riporta la mappa delle criticità rilevate in funzione della percorribilità stradale.

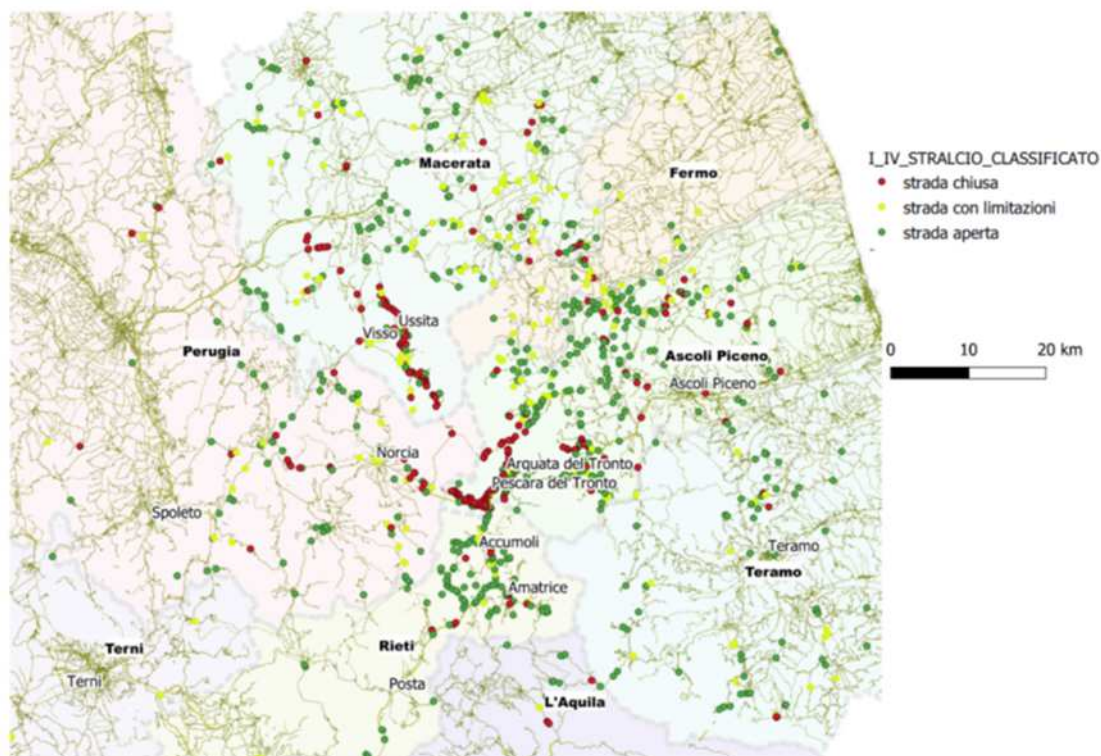
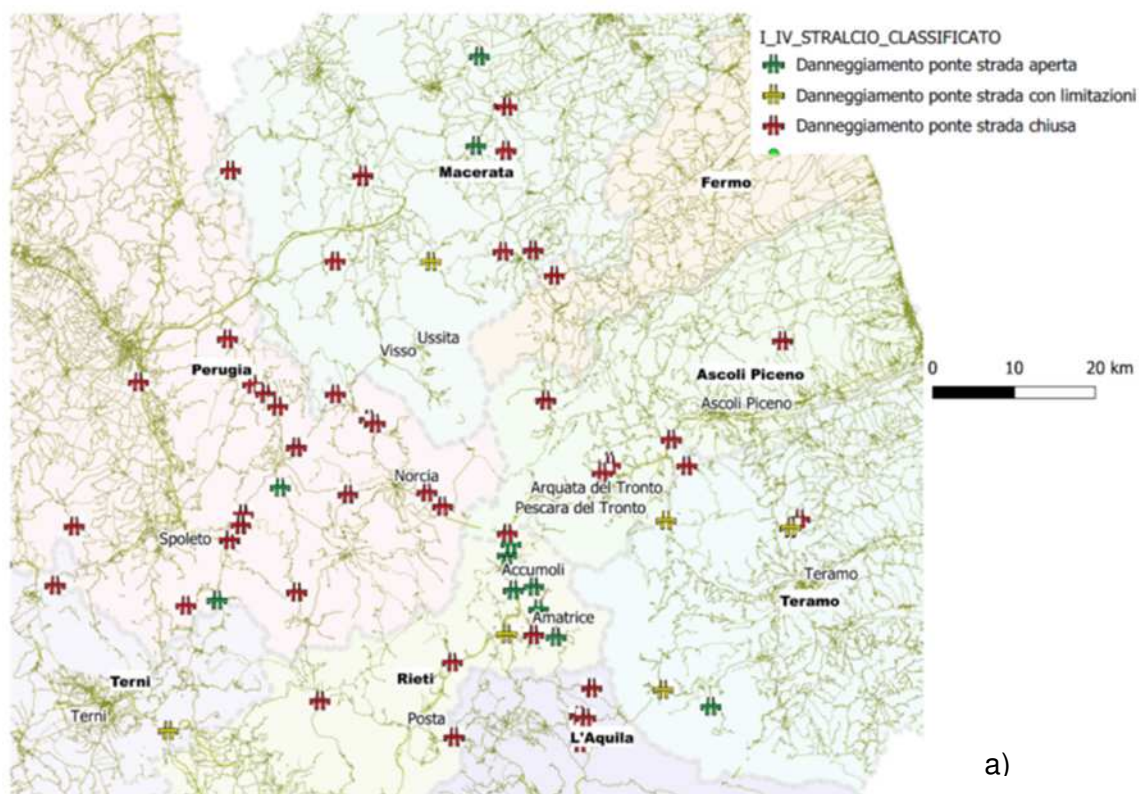


Figura 71 Mappa delle criticità

5.3.4.2 Criticità su ponti e viadotti

Nelle figure 72 a) e b) sono localizzati su mappa i ponti e i viadotti danneggiati dagli eventi sismici così come riportati negli stralci I, II III e IV.



a)

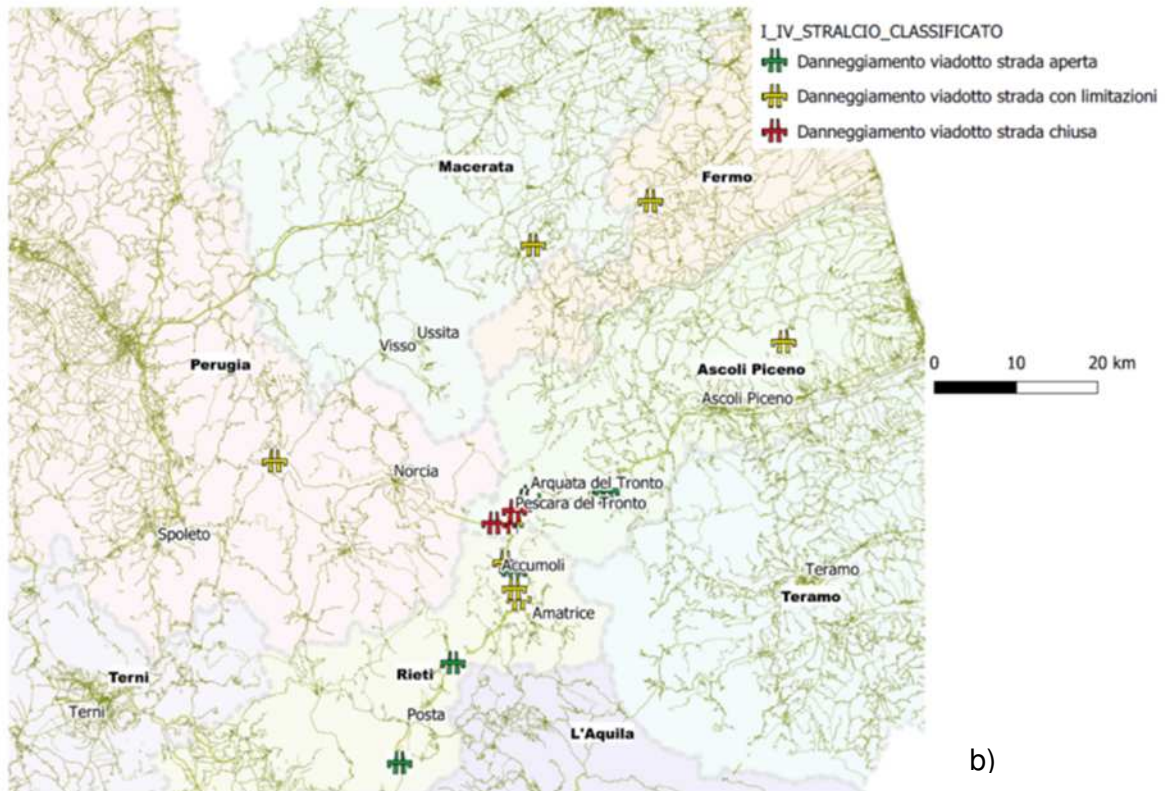


Figura 72 Mappa dei ponti (a) e viadotti (b) danneggiati

Il colore rosso indica i danneggiamenti che hanno comportato la chiusura della strada, il giallo i danneggiamenti che hanno comportato la limitazione della strada e il verde i danneggiamenti lievi che non hanno influito sulla funzionalità stradale. A titolo esemplificativo si riportano alcuni danneggiamenti riscontrati sui viadotti.

Viadotto Tufo: il viadotto, costruito nei primi anni '80, ha uno sviluppo complessivo di 158.5 m ed è realizzato da 7 campate isostatiche di lunghezza 22.8 m. L'impalcato è costituito da un graticcio di 9 travi in cemento armato precompresso collegate in direzione trasversale da 5 traversi e da una soletta in cemento armato larga 11.5 m. In seguito all'evento sismico del 24 agosto 2016 il viadotto risulta danneggiato sia a livello delle sovrastrutture, dove è stata rilevata la rottura dei giunti di dilatazione e delle barriere di protezione, sia a quello delle sottostrutture (pile e spalle), dove i danni più evidenti sono stati riscontrati in prossimità della sezione di base delle pile più corte che, essendo più rigide, sono state assoggettate ad azioni dinamiche di maggiore entità.

In corrispondenza della sovrastruttura i danni più consistenti sono stati riscontrati a livello dei giunti di dilatazione trasversali che, a seguito dei battimenti fra gli impalcati e le travi estradossate dei pulvini, hanno subito rotture per schiacciamento. In corrispondenza delle spalle, invece, tali battimenti hanno portato alla rottura del muro di paraghiaia posteriore (Figure 73, 74 a;b 75).



Figura 73 Espulsione del copriferro sulle pile

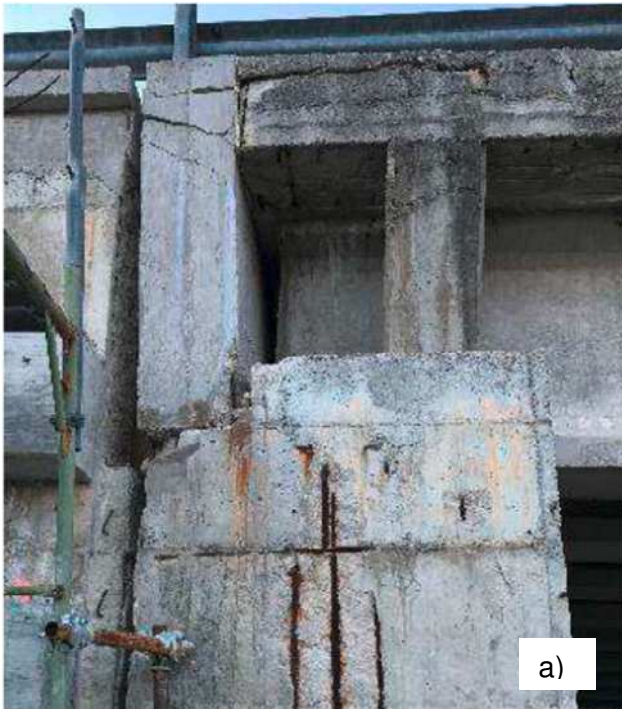


Figura 74 a) schiacciamento dei giunti di dilatazione con rottura del muro paraghiaia sulla spalla b) fessure sul pulvino in corrispondenza del ritegno sismico laterale



Figura 75 Lesioni sul terreno in prossimità di alcune fondazioni

Analoghi fenomeni sono stati riscontrati sui viadotti Briga, Pescara 1 e Pescara 2, realizzati alla fine degli anni '70. Spesso ai danni legati alle sollecitazioni sismiche si aggiungono quelli derivanti dai processi di degrado di natura ambientale che osservano comunemente in opere di pari età specie se situate in ambiente aggressivo ed esposto a cicli gelo – disgelo (Figura 76 a;b;c;d)



a)



b)

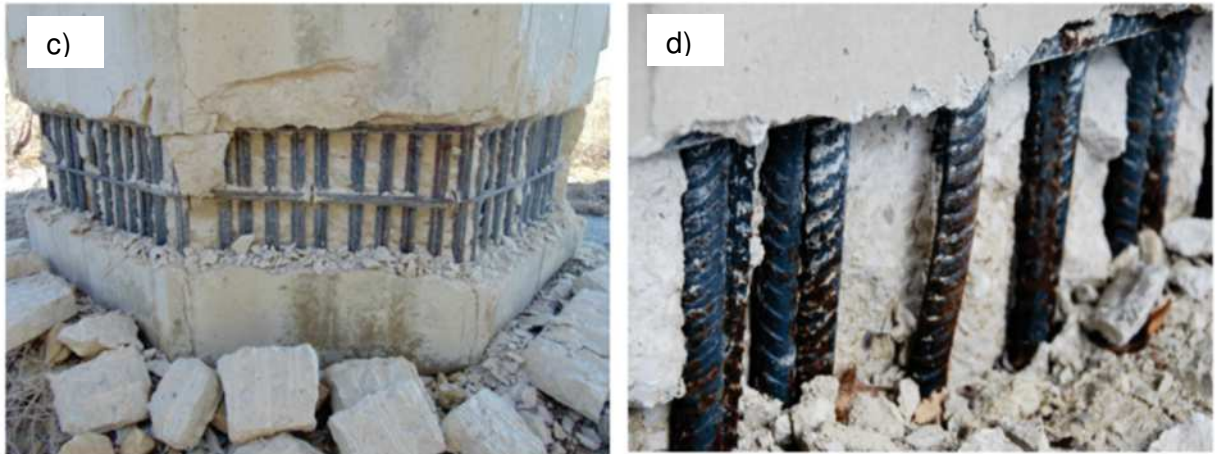


Figura 76 a), c) d) danneggiamento fusto pila b) danneggiamento giunti trasversali

Sui ponti in muratura danneggiati dal sisma sono state registrate lesioni diffuse sulle strutture ed in particolare in corrispondenza dell'intradosso dell'arco e dei piedritti con crolli parziali della muratura più o meno estesi. A titolo esemplificativo si riportano i danneggiamenti riportati sul Ponte tre Occhi sulla strada regionale 260 in prossimità di Amatrice. La parte centrale del ponte che contiene i tre archi non presenta visivamente danni di una certa rilevanza tranne l'arcata di destra che presenta delle fessure superficiali. Le due spalle in parte sono completamente danneggiate. Il ponte è stato chiuso al transito (figura 77).



Figura 77 Ponte Tre Occhi - SR 260

Il danneggiamento del ponte Tre Occhi ha richiesto la realizzazione di un bypass provvisorio (figura 78)



Figura 78 Ponte Tre Occhi - SR 260 Picente realizzazione by-pass provvisorio per ripristino viabilità

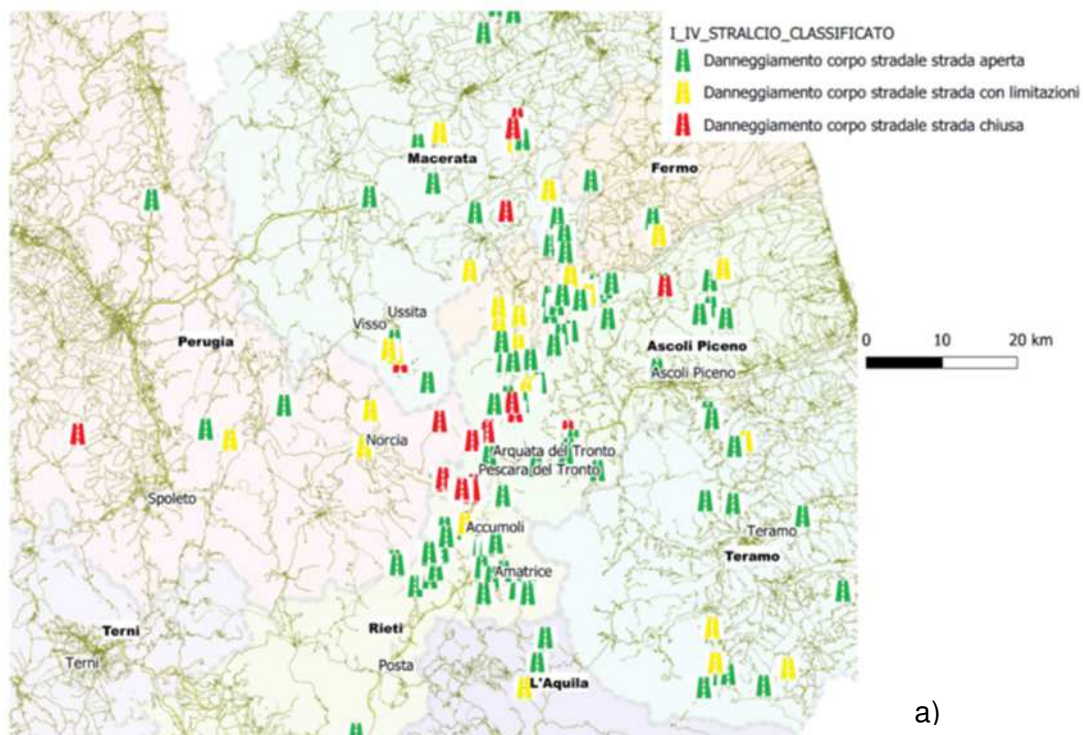
Nella figura 79 sono riportati i danni su un ponte in muratura sito sulla strada provinciale 129.



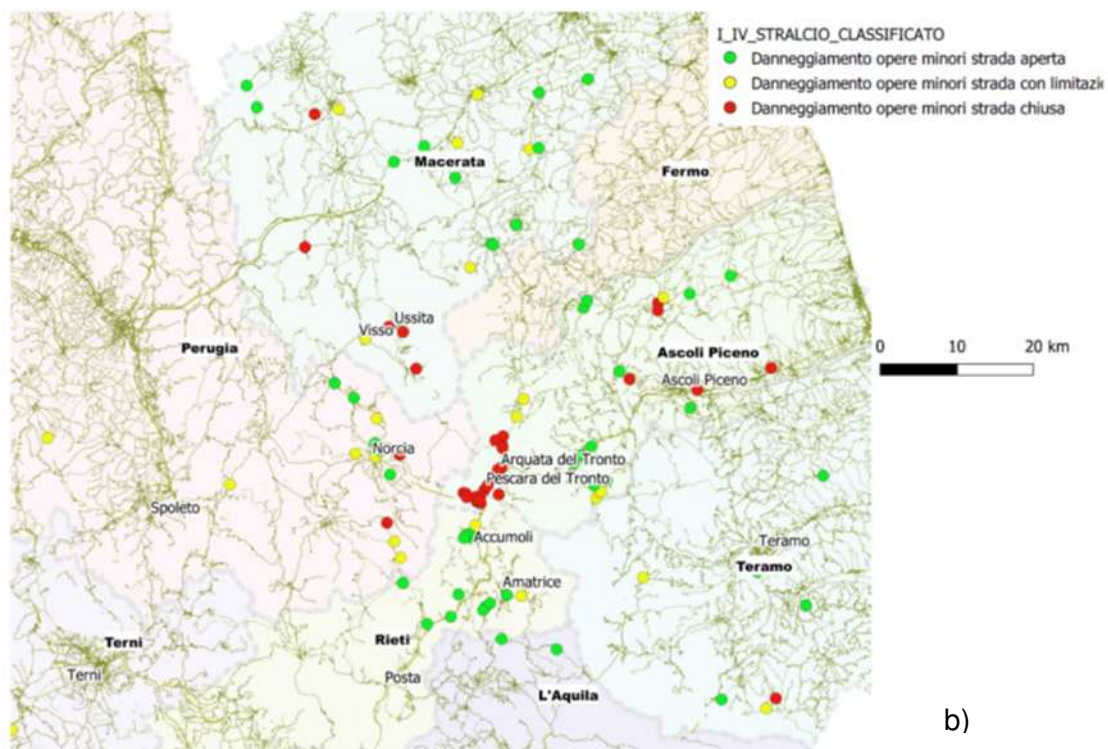
Figura 79 Ponte sulla Sp129 Km 0+900

5.3.4.3 Criticità sul corpo stradale e opere minori

Nelle figure 80 a) e b) sono localizzati su mappa i danneggiamenti riscontrati sul corpo stradale e sulle opere minori così come riportati negli stralci I, II III e IV.



a)



b)

Figura 80 Mappa dei danneggiamenti su corpo stradale (a) e su opere minori (b)

Considerata anche la morfologia della zona, la sezione stradale è stata realizzata essenzialmente a mezza costa, con scavo nel lato di monte e riporto di materiale nella porzione di valle. I segni di dissesto osservati sono principalmente cedimenti della sede stradale lato valle e lievi smottamenti, con scivolamenti della coltre superficiale detritica depositatasi sul ciglio stradale, nella zona di monte. Spesso il cedimento della sede stradale del lato di valle, ha provocato lesioni

longitudinali nel manto stradale ed abbassamenti anche dell'ordine di alcuni decimetri. (figure 81;82;83)



Figura 81 Dissesti corpo stradale SP129



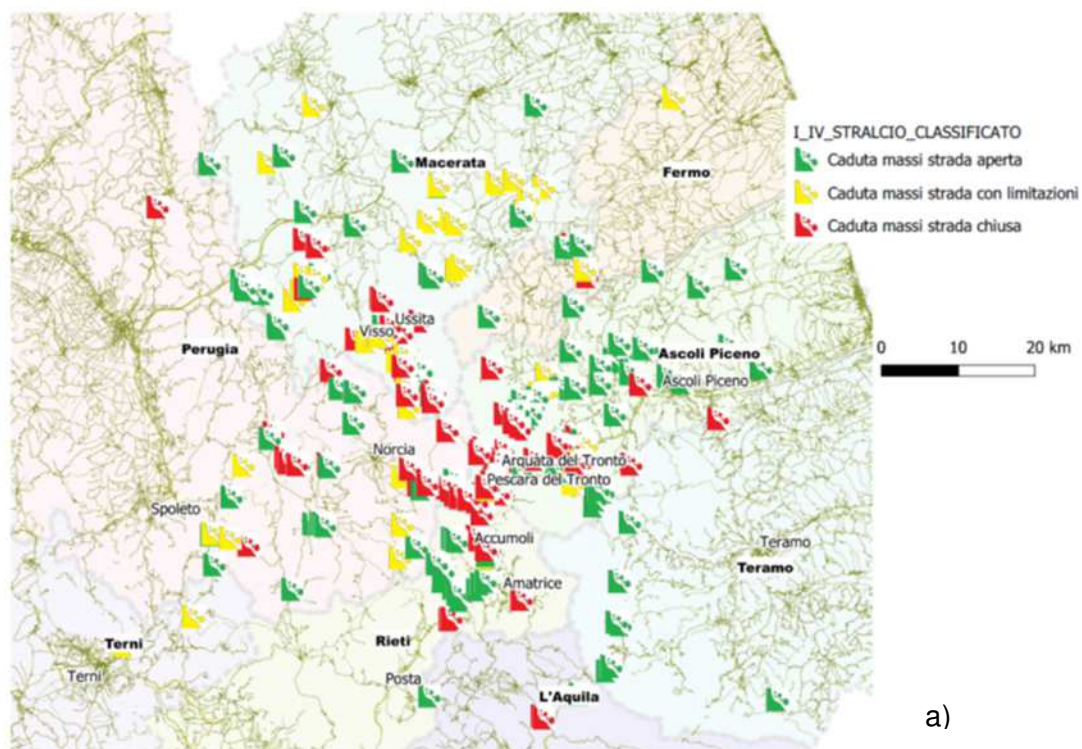
Figura 82 Dissesto muro di sostegno SP476



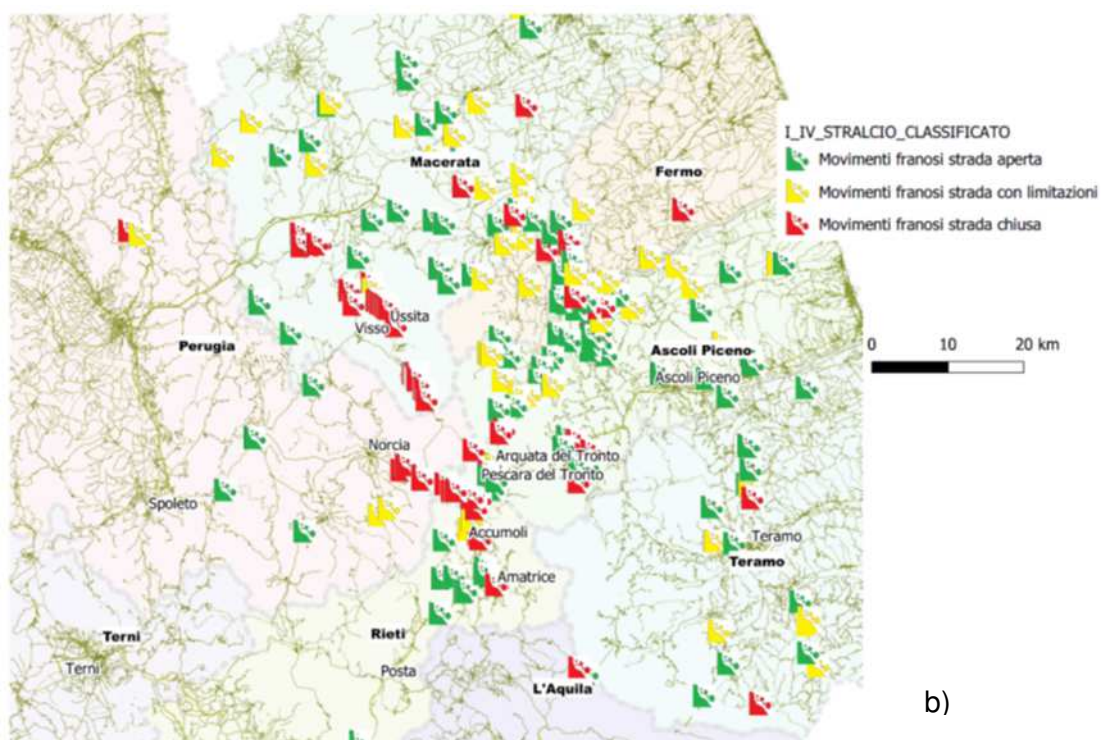
Figura 83 Danneggiamento muro di sostegno in CA sulla strada comunale Olibra

5.3.4.4 Criticità derivanti dai dissesti su versanti

Nelle figure 84 a) e b) sono localizzati su mappa i danneggiamenti derivanti da dissesti dei versanti: caduta massi o attivazione di frane così come riportati negli stralci I, II III e IV.



a)



b)

Figura 84 Mappa caduta massi (a) dissesti su versante (b)

A titolo esemplificativo si riportano le foto di alcuni danneggiamenti provenienti da dissesto dei versanti nelle figure 85, 86, 87, 88 e 89..



Figura 85 caduta massi su SP 64



Figura 86 SP477 comune di Norcia



Figura 87 Scivolamento corpo stradale verso valle per attivazione di un fenomeno franoso sul versante di valle sulla SP59



Figura 88 dissesti SS 4 Salaria in località Pescara del Tronto



Figura 89 frana SP 209 Valnerina (circa 60.000 mc di materiale crollato)

5.3.4.5 Criticità su gallerie

Nella mappa di figura 90 sono riportati i danneggiamenti sulle gallerie compresi negli stralci I, II, III e IV.

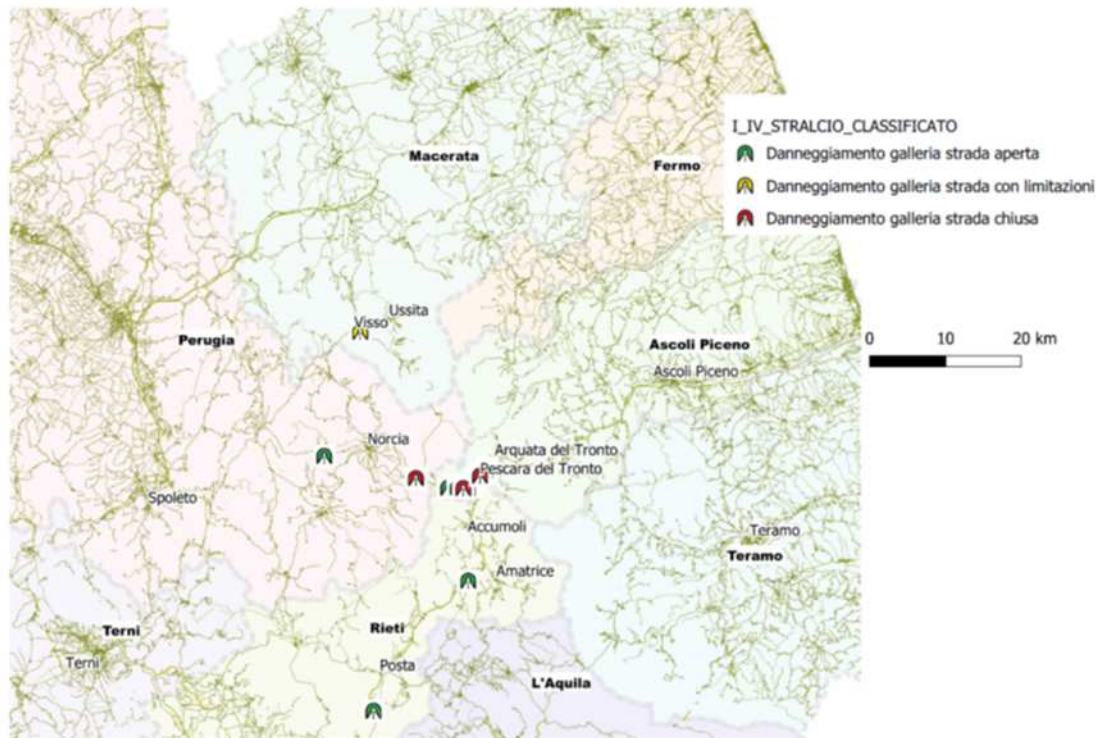


Figura 90 Mappa gallerie danneggiate

A seguito dei vari sopralluoghi e dalle risultanze derivanti dalla campagna di indagine effettuate dal Soggetto Attuatore sono emerse diversi livelli di danneggiamento. In alcune gallerie (per esempio Le Case, S Lucia, Colle Pretelle I Colle Pretelle II) si sono registrati danneggiamenti relativamente minori derivanti da una serie di cinematismi dinamici che hanno comportato il martellamento dei vari conci di getto. Tale cinematismo ha indotto una serie di danneggiamenti superficiali con espulsione di alcuni strati superficiali di calcestruzzo più ammalorato in prossimità delle riprese di getto di



Figura 91 gallerie – danneggiamenti minori

calotta. Espulsioni di calcestruzzo sono state riscontrate anche in corrispondenza delle riprese di getto trasversali tra piedritto e calotta (figura 91). In altre gallerie per esempio nella Galleria Vezzano (Cod. SSAP0304) il danno rilevato è stato maggiore in quanto il rivestimento si presenta frequentemente fratturato (figura 92).



Figura 92 galleria Vezzano

La galleria San Benedetto (Cod SSPG0101) che collega Perugia e Ascoli Piceno lungo la SS 685

bypassando il Passo di Forca Canapine e lunga 4400 m è stata gravemente danneggiata a circa 920 m dall'imbocco lato Norcia. Sono stati rilevate rotture in più punti del rivestimento definitivo ed il sollevamento della piattaforma stradale di circa 24 cm (figura 93).



Figura 93 danneggiamento galleria San Benedetto (foto rivista Gallerie n 123 n° settembre 2017)

6 Valutazione della vulnerabilità dell'infrastruttura stradale del centro Italia in ambiente GIS

Il modello di rischio descritto al capitolo due è stato applicato ad una porzione dell'area gravemente provata dalla sequenza sismica del centro Italia del 2016, già descritta nel capitolo cinque, con particolare riferimento al rischio sismico. Quest'area (figura 94) ha una estensione di circa 530 Km² e ricade tra le province di Rieti Ascoli Piceno Macerata e Perugia. In tale area si concentrano le maggiori criticità rilevate sulla rete stradale, circa il 27% delle criticità totali ed oltre il 50% delle criticità che hanno comportato la chiusura della strada.

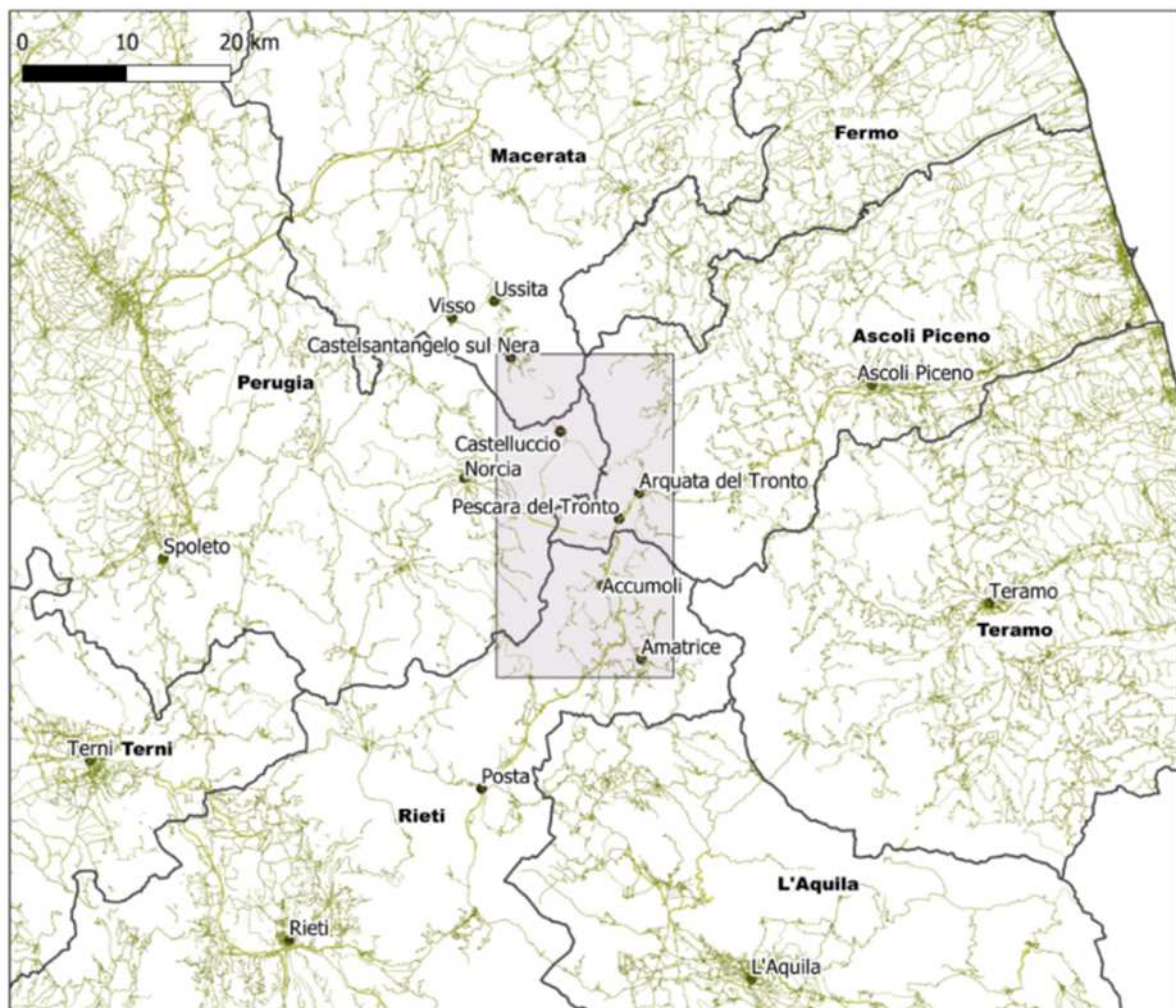


Figura 94 Inquadramento dell'area di studio

Nella suddetta area sono localizzati gli epicentri delle scosse più violente del 24 agosto, 26 ottobre e 30 ottobre. Come meglio evidenziano le mappe delle PGA riportate nella figura 95, è possibile notare come tutta l'area di studio sia stata sollecitata dalle più elevate accelerazioni di picco registrate durante la sequenza sismica del 2016. La scelta dell'area è stata anche dettata dall'opportunità di poter effettuare delle back analysis sui modelli di fragilità scelti per l'implementazione della metodologia descritta al capitolo due, per valutarne l'applicabilità all'area di studio.

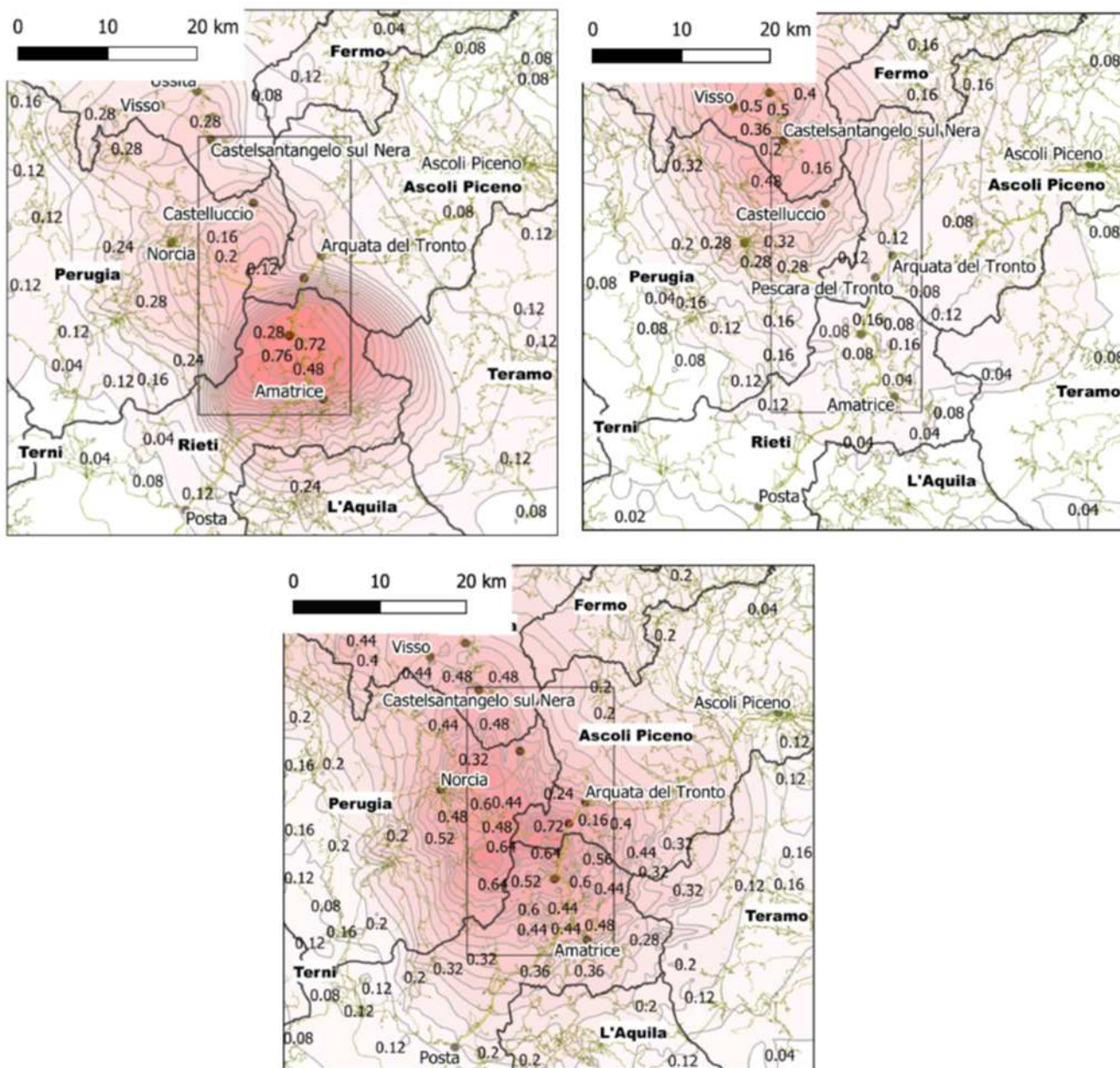


Figura 95 Mappa PGA scosse del 24 agosto, 26 ottobre e 30 ottobre elaborate su dati INGV

In particolare come meglio descritto nei successivi paragrafi sono state svolte back analysis sui seguenti modelli:

- modello di fragilità del corpo stradale rispetto agli spostamenti permanenti attesi;
- modello di fragilità dei ponti e viadotti
- modello di fragilità delle gallerie

Il modello di fragilità del corpo stradale è stato tarato sui dati relativi alle interruzione della funzionalità stradale forniti dal Soggetto Attuatore riferiti all'intera area di studio. Le back analysis condotte sui modelli di fragilità dei ponti e viadotti e delle gallerie hanno riguardato anche opere ricadenti al di fuori dell'area di studio indicata in figura 94 al fine di avere un campione che fosse più rappresentativo dal punto di vista statistico. I livelli di danneggiamento dei modelli previsionali sono

stati confrontati con i danneggiamenti effettivamente riscontrati sulla base delle schedature fornite dal Soggetto Attuatore. Dopo avere testato l'affidabilità dei modelli previsionali, gli stessi sono stati utilizzati per la valutazione della probabilità di disponibilità /indisponibilità dei singoli elementi in cui è stata discretizzata l'intera rete stradale ricadente nell'area di studio (elementi di lunghezza di circa 40 m). Inoltre una volta calcolata la probabilità di interruzione dei singoli elementi tale informazione è stata aggregata per calcolare la probabilità di interruzione di alcuni archi stradali ricadenti nell'area di studio con riferimento alle strade principali ovvero la SS n 4 Salaria e la SS 685.

6.1 Analisi degli spostamenti permanenti attesi (PGD)

6.1.1 Descrizione del modello

L'analisi della vulnerabilità sismica dell'infrastruttura stradale, come evidenziato nei paragrafi precedenti deve necessariamente comprendere l'analisi di fenomeni deformativi o di rottura del terreno (*ground failures*) che possono portare all'innescio o la riattivazione di movimenti di versante o a danneggiamenti delle strutture sovrastanti. I fenomeni deformativi possono interessare direttamente o indirettamente le diverse componenti dell'infrastruttura stradale. Nel primo caso, livelli di danno crescenti al crescere dell'entità degli spostamenti indotti dal sisma insorgono sulle strutture. Nel secondo caso, i fenomeni deformativi possono interessare l'infrastruttura stradale a causa di ostruzioni causate da dissesti dei versanti prospicienti o adiacenti all'infrastruttura. In linea anche con quanto previsto dal metodo HAZUS, la probabilità di disponibilità o indisponibilità dell'arco stradale è data dalla combinazione delle probabilità di danneggiamento derivanti da tutti i possibili fattori di rischio che possono interferire con l'infrastruttura. Nel caso del rischio sismico è di estrema efficacia combinare gli effetti dell'accelerazione sismica e i relativi spostamenti del terreno attesi.

In questo paragrafo verrà descritta ed applicata una metodologia per il calcolo degli spostamenti permanenti che un singolo elemento rigido subisce in caso di sisma. I risultati verranno utilizzati come dati di input per il modello di calcolo della probabilità di interruzione del singolo elemento dell'arco stradale. Detta metodologia risulta in linea con le metodologie di valutazione della suscettibilità all'innescio di movimenti franosi sismoindotti per le zonazione di secondo livello descritte nel capitolo 5 ma presenta degli elementi innovativi che hanno l'intento di superare alcune limitazioni prevedendo le seguenti fasi di sviluppo:

1. Realizzazione del modello digitale del terreno
2. Acquisizione della pericolosità sismica locale
3. Definizione dei fattori di amplificazione stratigrafico e topografico
4. Individuazione delle unità litotecniche presenti nell'area di studio
5. Modellazione delle unità litotecniche
6. Modellazione per la correzione dell'angolo di attrito
7. Modellazione degli spostamenti permanenti attesi
8. Calcolo degli spostamenti permanenti indotti dal sisma

9. Analisi dei crolli in roccia

6.1.2 Modello digitale del terreno

Le analisi geomorfologiche richiedono necessariamente la disponibilità di un modello digitale del terreno. L'area di studio ricade a cavallo delle Regioni Lazio, Umbria e Marche. Pertanto, è stato necessario realizzare un modello digitale del terreno ad hoc ricavato attraverso l'elaborazione dei dati altimetrici desunti dalla Carta Tecnica Regionale scala 1:5000 della Regione Lazio, della Carta Tecnica Regionale scala 1: 10.000 della Regione Marche, e della Carta Tecnica Regionale scala 1:10.000 della Regione Umbria. E' stato così ottenuto un modello digitale del terreno dell'area di studio con una definizione di scala di 1:10.000. Tuttavia per le elaborazioni è stato prodotto un DTM con una dimensione dei pixel 20 m x 20 m tramite tecniche di sovracampionamento. Chiaramente ciò non comporta alcun miglioramento diretto della risoluzione sul DTM ma aumenta il dettaglio in fase di elaborazione con altri dati processati e distribuiti (figura 96).

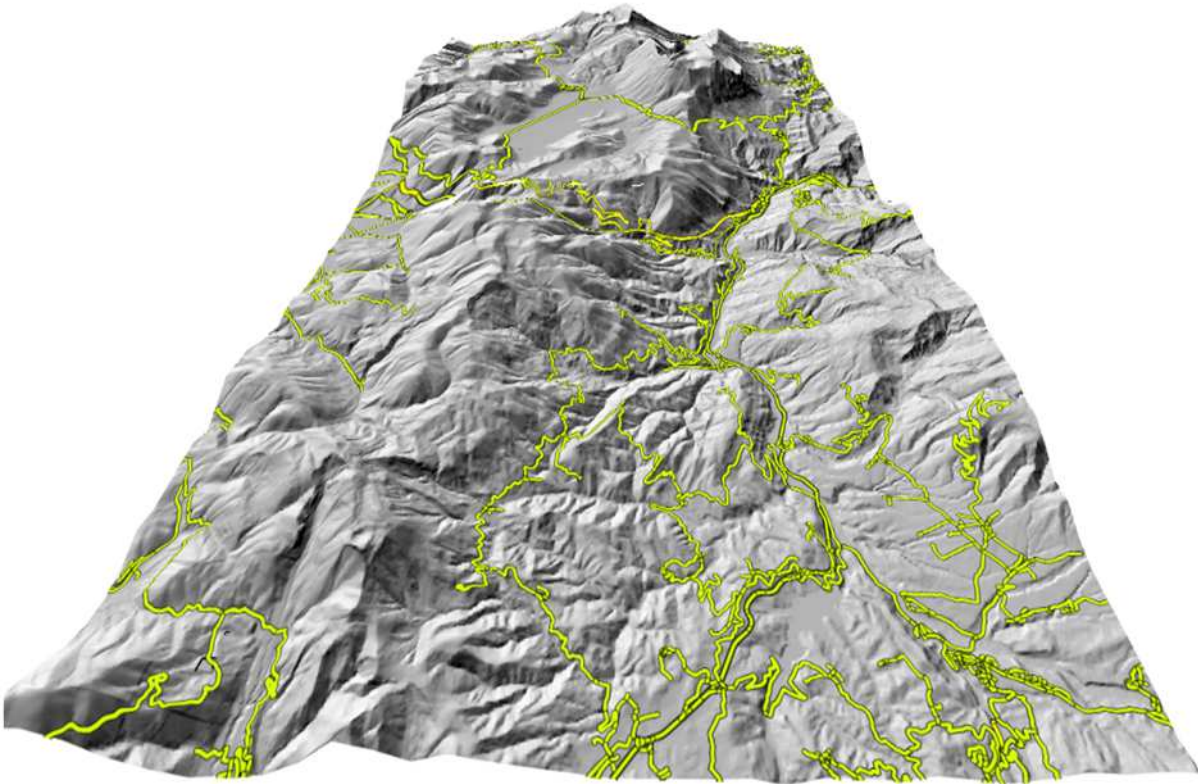
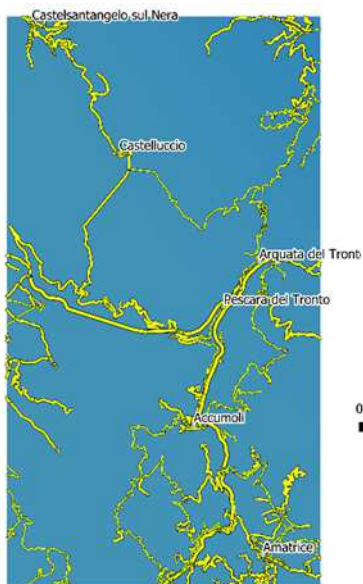


Figura 96 Modello digitale del terreno dell'area di studio

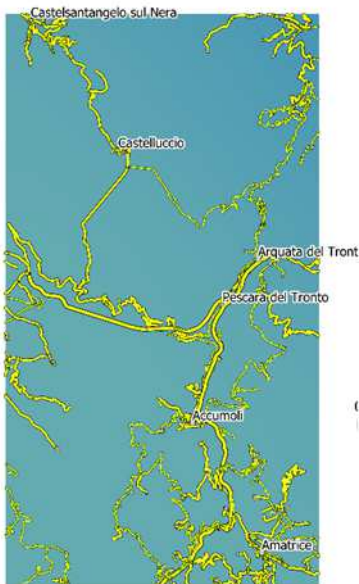
6.1.3 La pericolosità sismica di base

La pericolosità sismica locale, espressa in termini di accelerazione massima al suolo (PGA), è ricavata dalle mappe delle stime di pericolosità sismica per diverse probabilità di superamento in 50 anni del valore di a_g fornite dall'INGV per suolo rigido (sottosuolo tipo A). Per per il territorio di studio è stato creato un raster con dimensioni dei pixel 20 m x 20 m ottenuta attraverso una operazione di interpolazione dei dati forniti dall'INGV su maglia di lato 5000 m x 5000 m (figura 97).

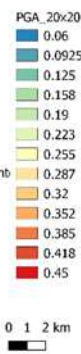
PGA tempo di ritorno 30 anni



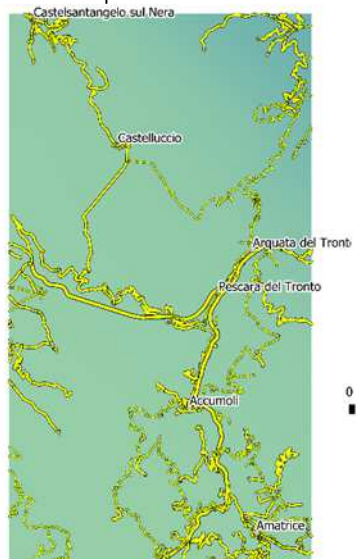
PGA tempo di ritorno 50 anni



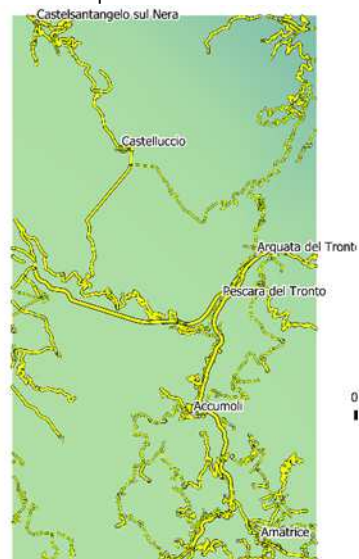
PGA tempo di ritorno 72 anni



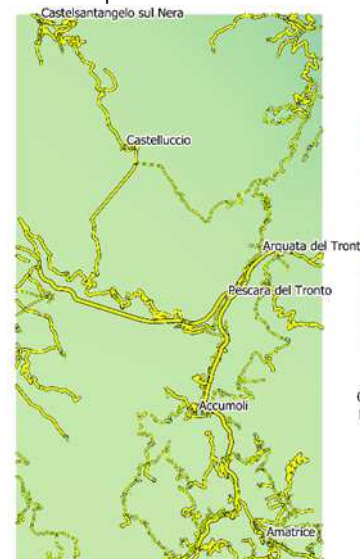
PGA tempo di ritorno 102 anni



PGA tempo di ritorno 140 anni



PGA tempo di ritorno 202 anni



PGA tempo di ritorno 475 anni



PGA tempo di ritorno 975 anni



PGA tempo di ritorno 2475 anni

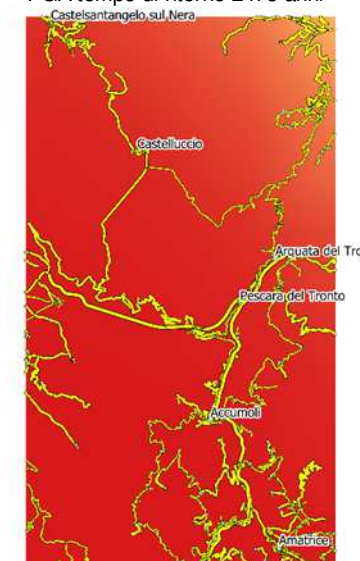


Figura 97 Mappe di accelerazione attesa su suolo rigido (Tr 30, 50, 72, 102, 140, 200, 475, 975, 2475 anni) elaborate sui dati INGV di ag 50 mo percentile

6.1.4 Definizione dei fattori di amplificazione stratigrafico e topografico

Per la definizione della pericolosità per ogni singolo elemento stradale è necessario tener conto degli effetti sismici locali descritti nei precedenti paragrafi e pertanto la pericolosità di base definita per suolo elastico e superficie topografica piana deve essere incrementata da un fattore di amplificazione che tenga conto della stratigrafia locale del sito e da un fattore di amplificazione topografico (figura 98 a, b) come previsto dalle norme tecniche per le costruzioni. Per tener conto della specifica stratigrafia, non potendo disporre di indagini puntuali su area così vasta, come invece accade nella progettazione di singoli manufatti, è stato adottato un fattore di amplificazione stratigrafico calcolato sulla base della mappatura del VS30 per tutto il territorio italiano scaricabile dal sito dell'USGS che fa riferimento a correlazioni con l'andamento topografico (Wald et alii, 2007; Allen et alii 2009, Worden et alii 2015). Mentre per il fattore di amplificazione topografica è stata adottata una metodologia (Grelle et alii 2016, 2018) basata su un metamodello che associa una soluzione spettrale alle varie forme topografiche riferite ad un rilievo uniformemente rigido.

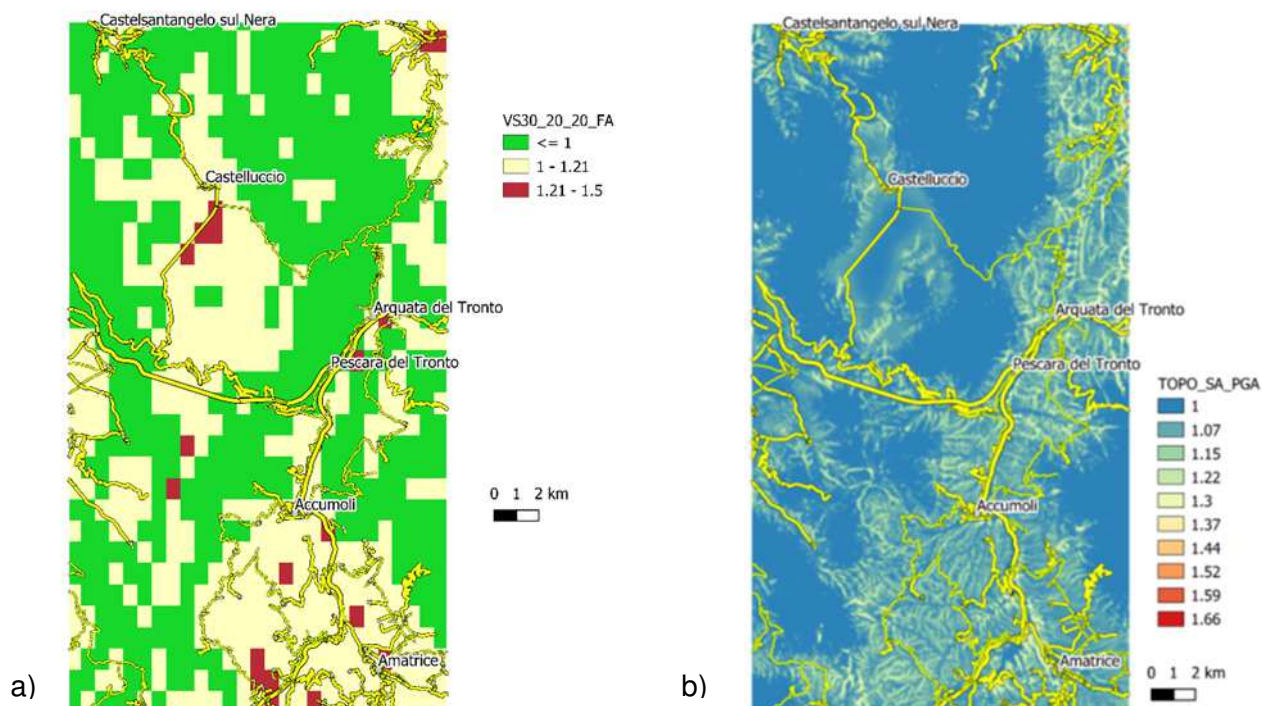
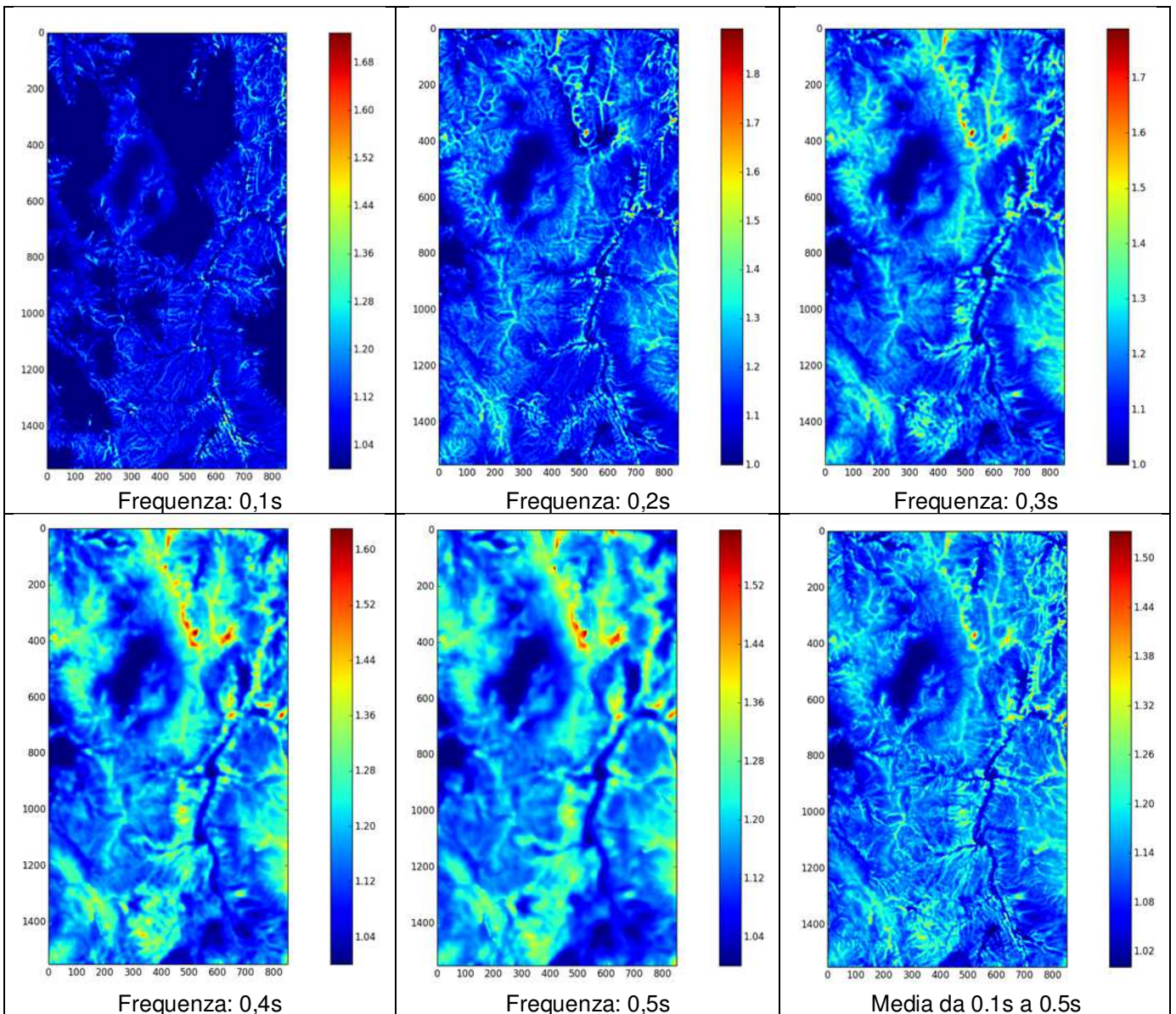


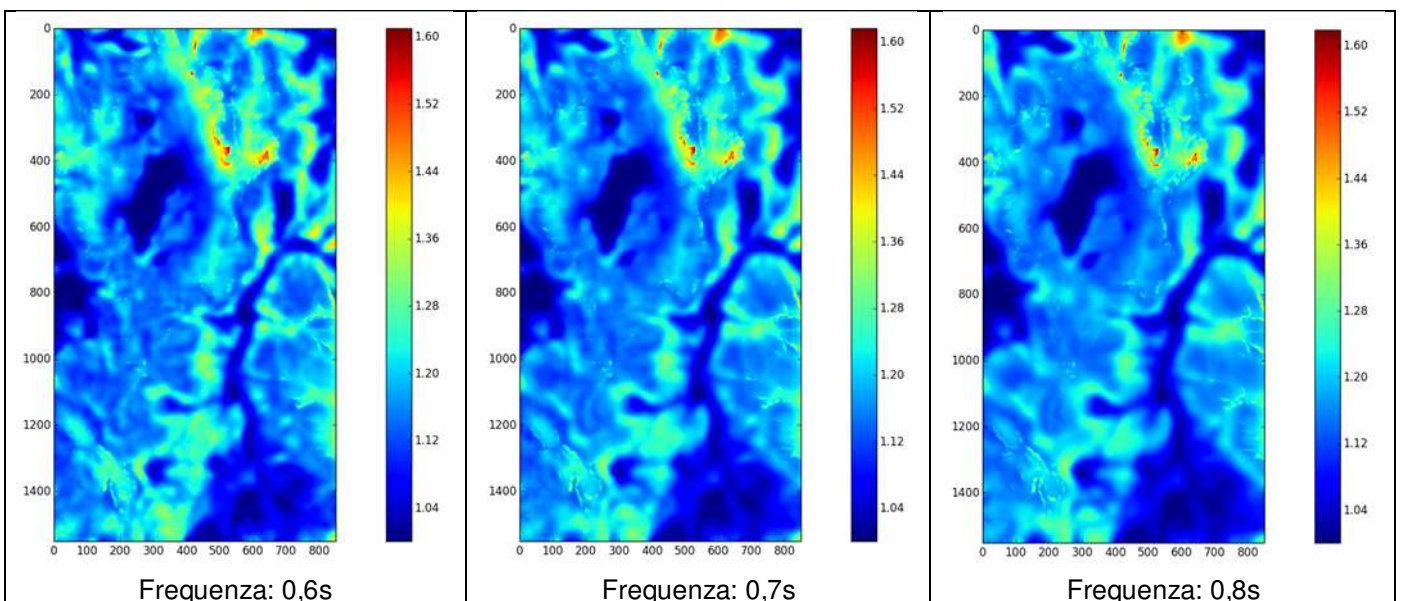
Figura 98 a) mappa del fattore di amplificazione stratigrafico b) mappa del fattore di amplificazione topografico

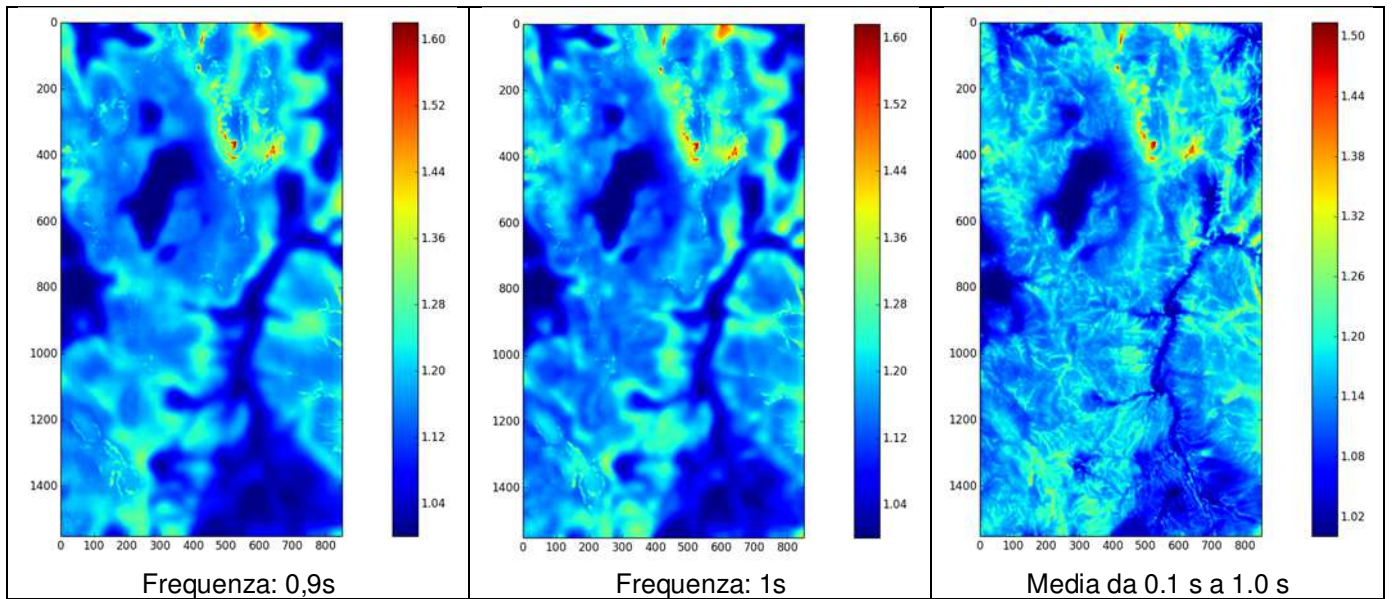
Si riportano di seguito le mappe del fattore di amplificazione topografico calcolato con il suddetto modello per le diverse frequenze assegnate (figura 99).

Fattore di amplificazione topografico per alte frequenze (0.1 s - 0.5 s)



Fattore di amplificazione topografico per medie frequenze (0.1 s – 1.0 s)





Fattore di amplificazione topografico per basse frequenze (0.1 s 2.0 s)

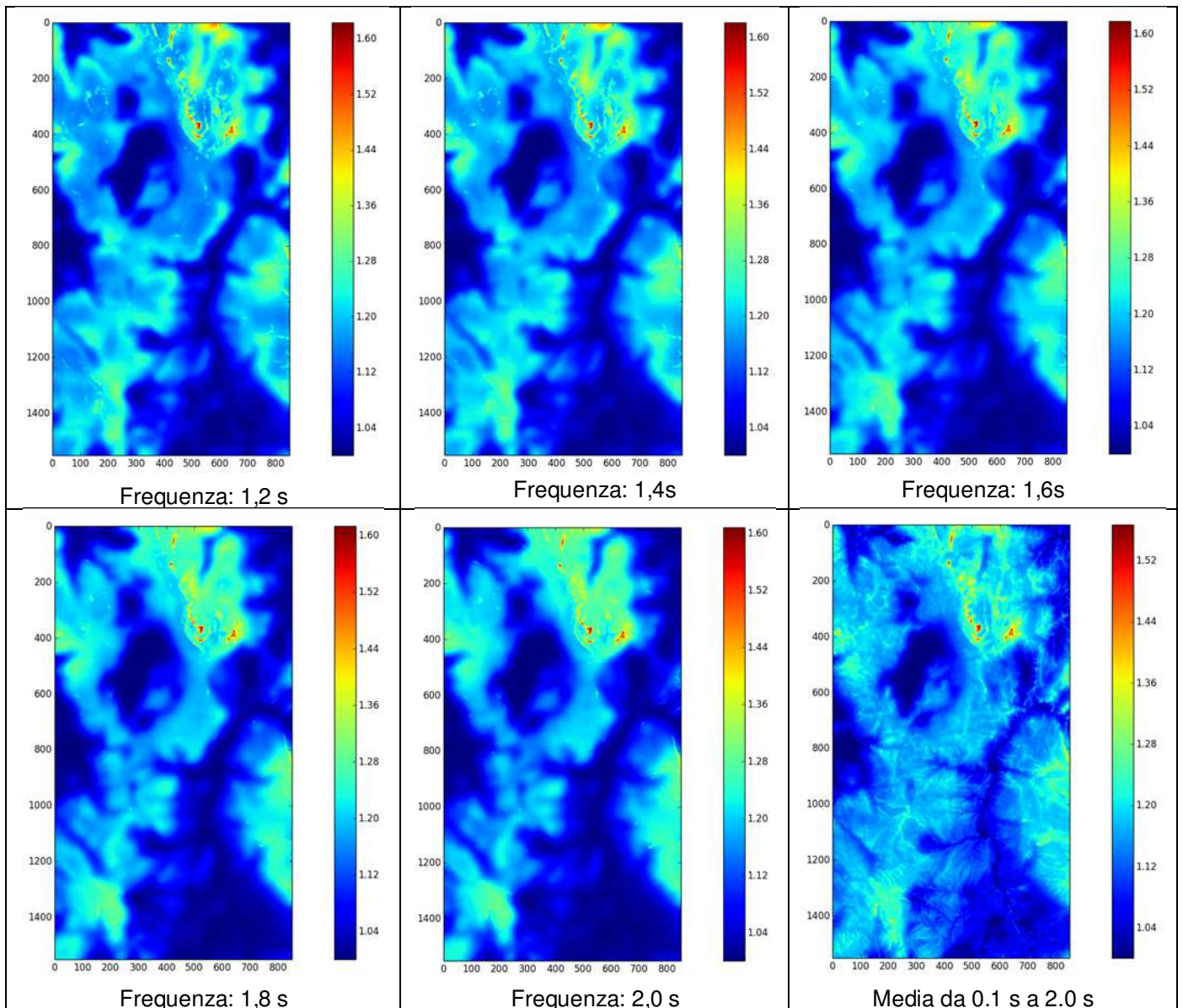


Figura 99 mappe del fattore di amplificazione topografico per differenti frequenze

Nell'analisi è stato considerato il valore del fattore di amplificazione in corrispondenza della PGA ma, come si può vedere dalle immagini sopra riportate, nella realtà, tale fattore dipende dalla frequenza considerata e pertanto per analisi di dettaglio su singoli manufatti o su specifici pendii andrebbe considerato il fattore di amplificazione più adeguato all'oggetto di studio così come previsto nella microzonazione di III livello che è il massimo livello di analisi e di dettaglio.

6.1.5 Individuazione delle unità litotecniche.

L'area di studio risulta in comune tra le Regioni Lazio, Umbria e Marche, pertanto le unità litotecniche sono state individuate attraverso la carta geologica scala 1:25.000 della Regione Lazio, la carta geologica scala 1:10.000 della Regione Marche e carta geologica scala 1:10.000 della Regione Umbria. Le unità litologiche desunte dalle carte geologiche sopra citate sono riportate nella tabella 31 con l'indicazione della relativa estensione in mq e l'incidenza percentuale rispetto alla estensione complessiva dell'area di studio di circa 530 Km².

Unità litotecniche	Estensione (mq)	Incidenza (%)
Bisciaro	96,765	0.02%
Calcere Massiccio	6,523,162	1.23%
Calcere detritico/selce/mama	1,822,154	0.34%
Calcere marnoso	7,778,112	1.46%
Calcere massiccio A - membro inferiore ciclotemico	4,876,628	0.92%
Calcere/calcere marnoso	10,521,797	1.98%
Calcari a Posidonia	5,578,668	1.05%
Calcari a Saccocoma ed Aptici	2,087,832	0.39%
Calcari diasprini	2,018,289	0.38%
Calcari e marne a Posidonia	6,050,055	1.14%
Coltre eluvio-colluviale	1,176,651	0.22%
Corniola	50,911,497	9.58%
Depositi alluvionali	13,685,629	2.58%
Depositi alluvionali attuali	639,079	0.12%
Depositi alluvionali ghiaiose, sabbiose, argillose attuali e recenti anche terrazze e coperture colluviali ed eluviali	4,648,685	0.87%
Depositi alluvionali ghiaiose, sabbiose, argillose antiche terrazze dep. lacustri antichi	8,633,416	1.62%
Depositi alluvionali terrazzati	16,426,773	3.09%
Depositi alluvionali terrazzati di Colle Ulivo	212,304	0.04%
Depositi antropici	19,905	0.00%
Depositi di debris flow	330,139	0.06%
Depositi di frana e conoidi detritiche	718,387	0.14%
Depositi di frana in evoluzione	29,888,132	5.62%
Depositi di frana quiescente	488,917	0.09%
Depositi di versante	21,796,389	4.10%

Depositi di versante - conoidi e detriti di pendio anche cementati, facies moreniche	8,272,494	1.56%
Depositi eluvio-colluviali	9,781,856	1.84%
Depositi lacustri	1,178,410	0.22%
Depositi morenici	1,533,574	0.29%
Depositi palustri	34,168	0.01%
Detriti di falda	20,129,185	3.79%
Diaspri	8,094,600	1.52%
Flysch a componente dominante arenacea o conglomeratico-arenacea	107,775,160	20.28%
Formazione della Laga. Membro pre-evaporitico. Litofacies arenacea	9,160,645	1.72%
Formazione della Laga. Membro pre-evaporitico. Litofacies arenaceo-pelitica	22,341,963	4.20%
Formazione della Laga. Membro pre-evaporitico. Litofacies pelitico-arenacea	10,819,362	2.04%
Gruppo del Bugarone	262,331	0.05%
Gruppo del Bugarone. Unità calcarea nodulare	112,559	0.02%
Gruppo del Bugarone. Unità calcarea nodulare e silicea	22,715	0.00%
Maiolica	61,078,424	11.49%
Marna	1,369,909	0.26%
Marna/biocalcareniti	3,343,203	0.63%
Marna/calcare marnoso	542,875	0.10%
Marna/calcareniti	13,009,476	2.45%
Marna/marna argillosa	816,202	0.15%
Marne a Fucoidi	7,377,886	1.39%
Marne a Pteropodi	125,930	0.02%
Marne con Cerrognà	1,076,323	0.20%
Marne di Monte Serrone	2,912,056	0.55%
Marne di Monte Serrone (Calcari e marne del Sentino)	3,735,656	0.70%
Scaglia Bianca	3,498,568	0.66%
Scaglia bianca	2,856,511	0.54%
Scaglia cinerea	582,167	0.11%
Scaglia rossa	18,318,559	3.45%
Scaglia rossa. Litofacies calcarenitica	194,822	0.04%
Scaglia rossa. Membro inferiore	7,119,340	1.34%
Scaglia rossa. Membro intermedio	5,826,440	1.10%
Scaglia rossa. Membro superiore	1,008,569	0.19%
Scaglia variegata	191,770	0.04%
Terre rosse	36,519	0.01%
Estensione totale dell'area di studio	531,469,593	

Tabella 31 Unità litotecniche dell'area di studio desunte dalle carte geologiche 1:25.000, 1:10.000.

Le litologie sopra riportate sono state raggruppate in unità litologiche con analoghe caratteristiche meccaniche così come riportate nella tabella 32.

Unità litotecnica	Estensione (mq)	Incidenza (%)
Calcari	167,835,587	31.58%
Scaglia	39,596,746	7.45%
Formazione Laga	42,321,970	7.96%
Marne	34,309,516	6.46%
Flysch	107,775,160	20.28%
Depositi alluvionali	58,300,589	10.97%
Detriti di falda	29,888,132	5.62%
Depositi di versante	30,068,883	5.66%
Depositi di frana	1,207,304	0.23%
Depositi di frana in evoluzione	20,129,185	3.79%

Tabella 32 Unità litotecniche con analoghe caratteristiche meccaniche

6.1.6 Modello delle unità litotecnica.

Ad ogni unità litotecnica è stato assegnato un angolo di attrito sulla base dei dati di letteratura (figura 100). E' stata quindi effettuata un'analisi morfometrica della pendenza per verificare la coerenza degli angoli di attrito attribuiti alle diverse unità litotecniche rispetto alle acclività delle superfici topografiche interessate dalle stesse.

Unità litologica	Angolo di attrito
Calcari	38
Scaglia	35
Formazione Laga	35
Marne	32
Flysch	30
Depositi alluvionali	28
Detriti di falda	28
Depositi di versante	30
Depositi di frana	25
Depositi di frana in evoluzione	28

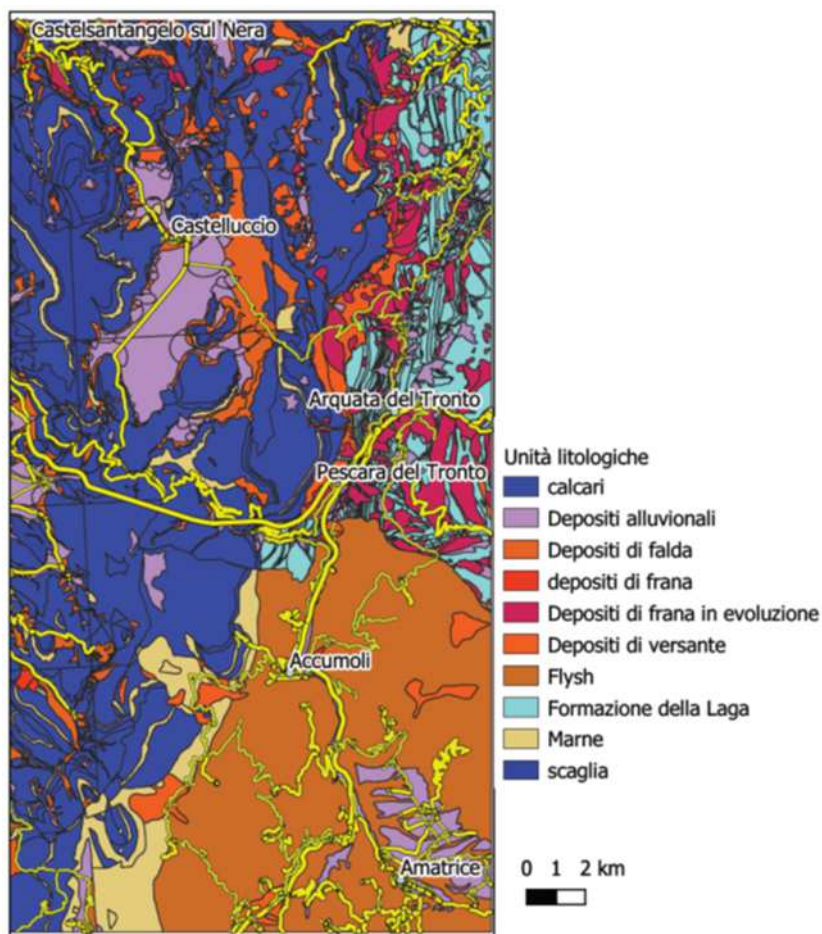
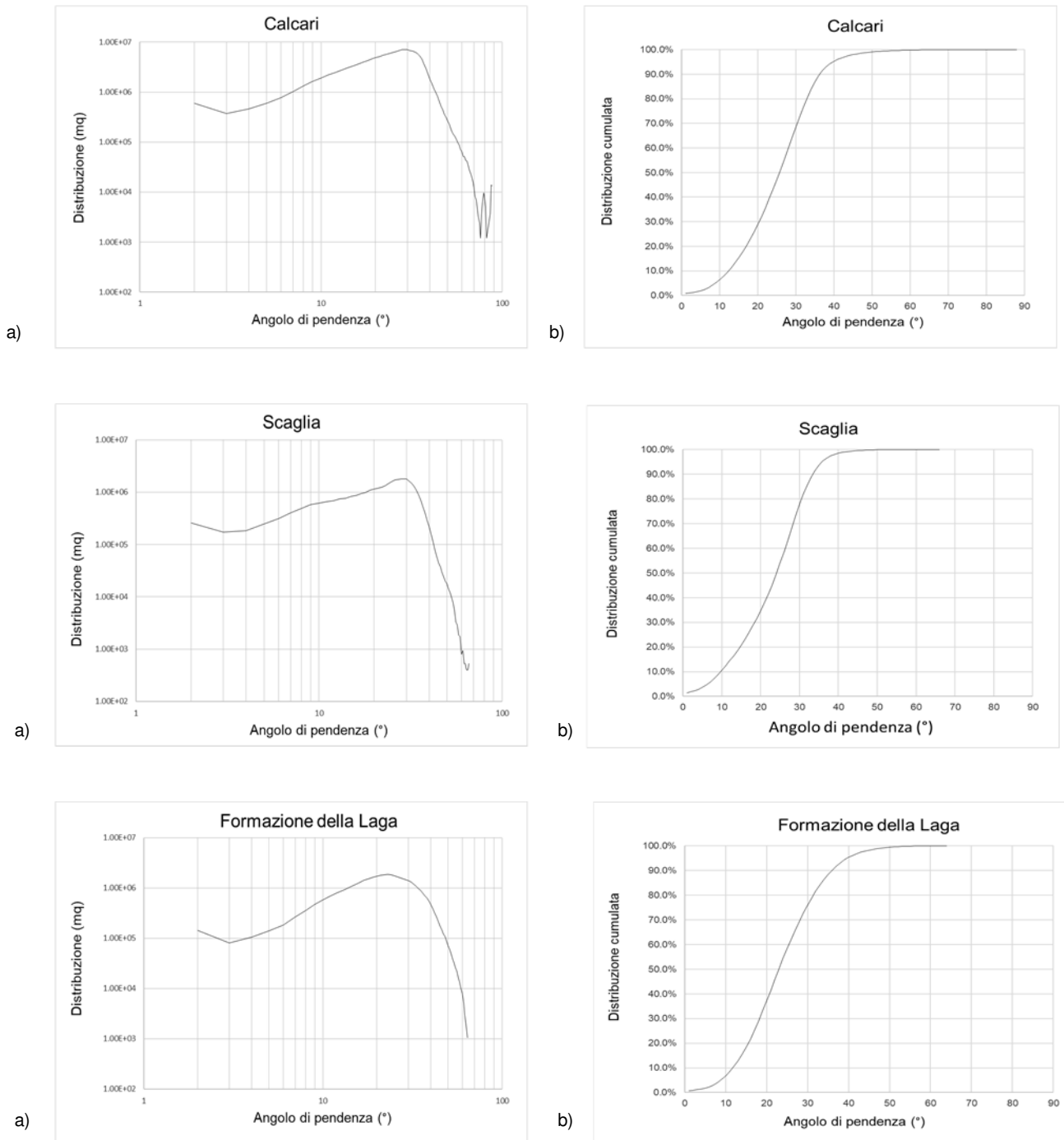
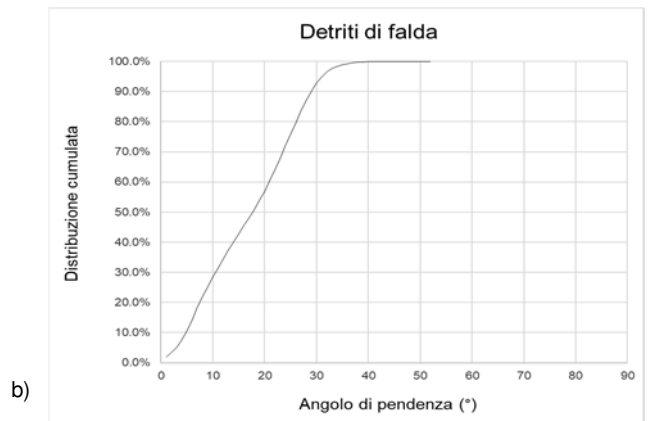
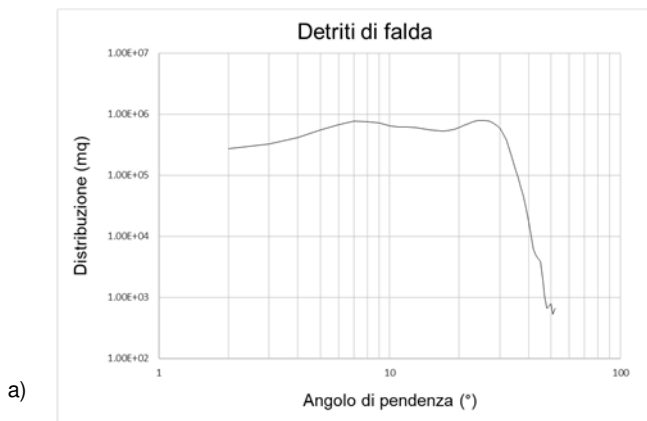
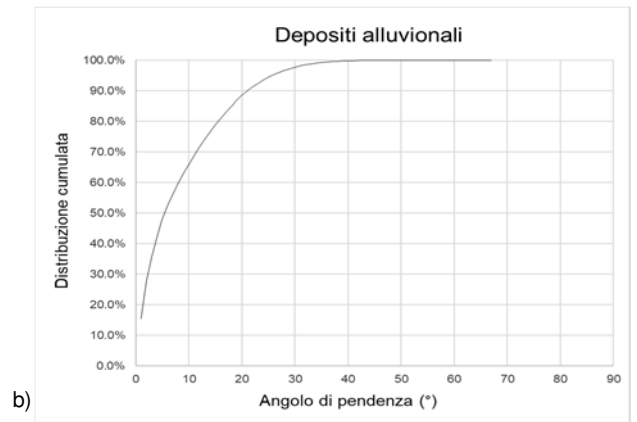
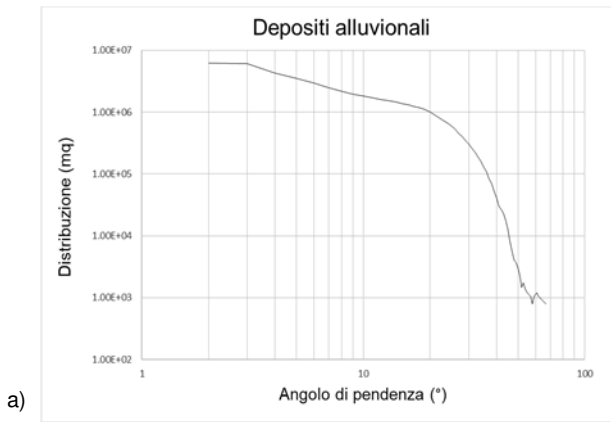
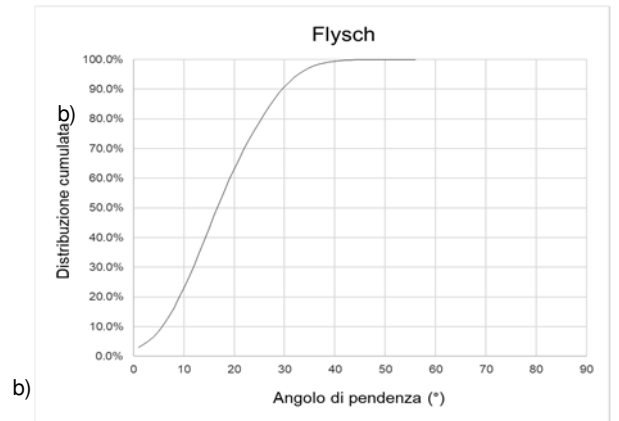
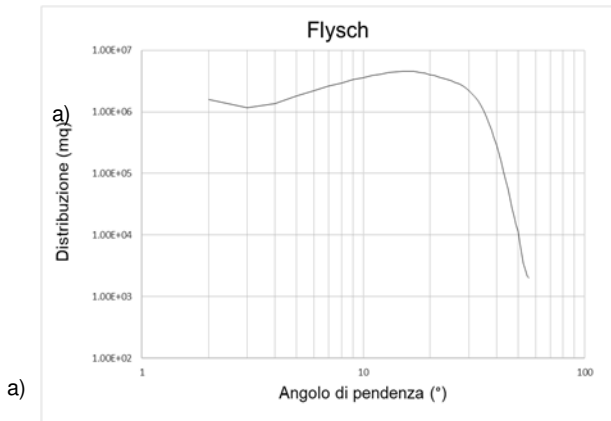
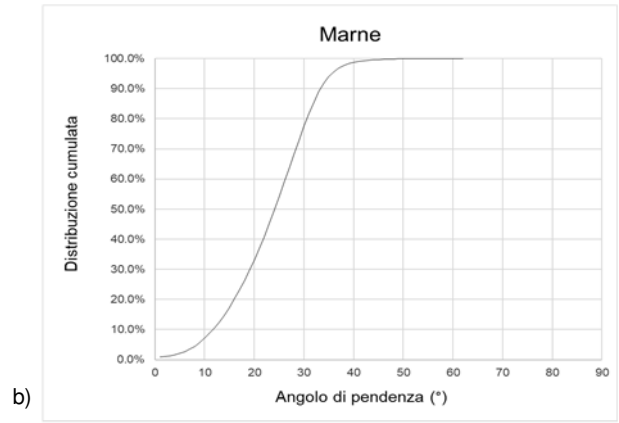
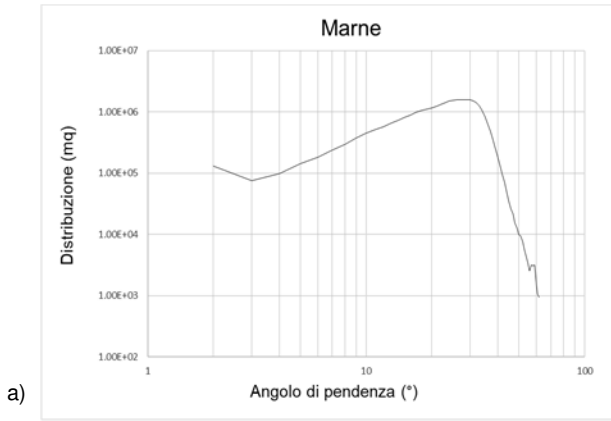


Figura 100 Unità litologiche

A riguardo, dal modello digitale del terreno è stata ricavata la mappa delle pendenze ovvero un raster con dimensione dei pixel 20 m x 20 m. Dalla mappa delle pendenze sono state ricavate, per ogni unità litotecnica, la distribuzione della pendenza, rappresentata su diagramma bilogarithmico e la distribuzione cumulata della pendenza riportate, per ogni unità litotecnica nei grafici di figura 101.





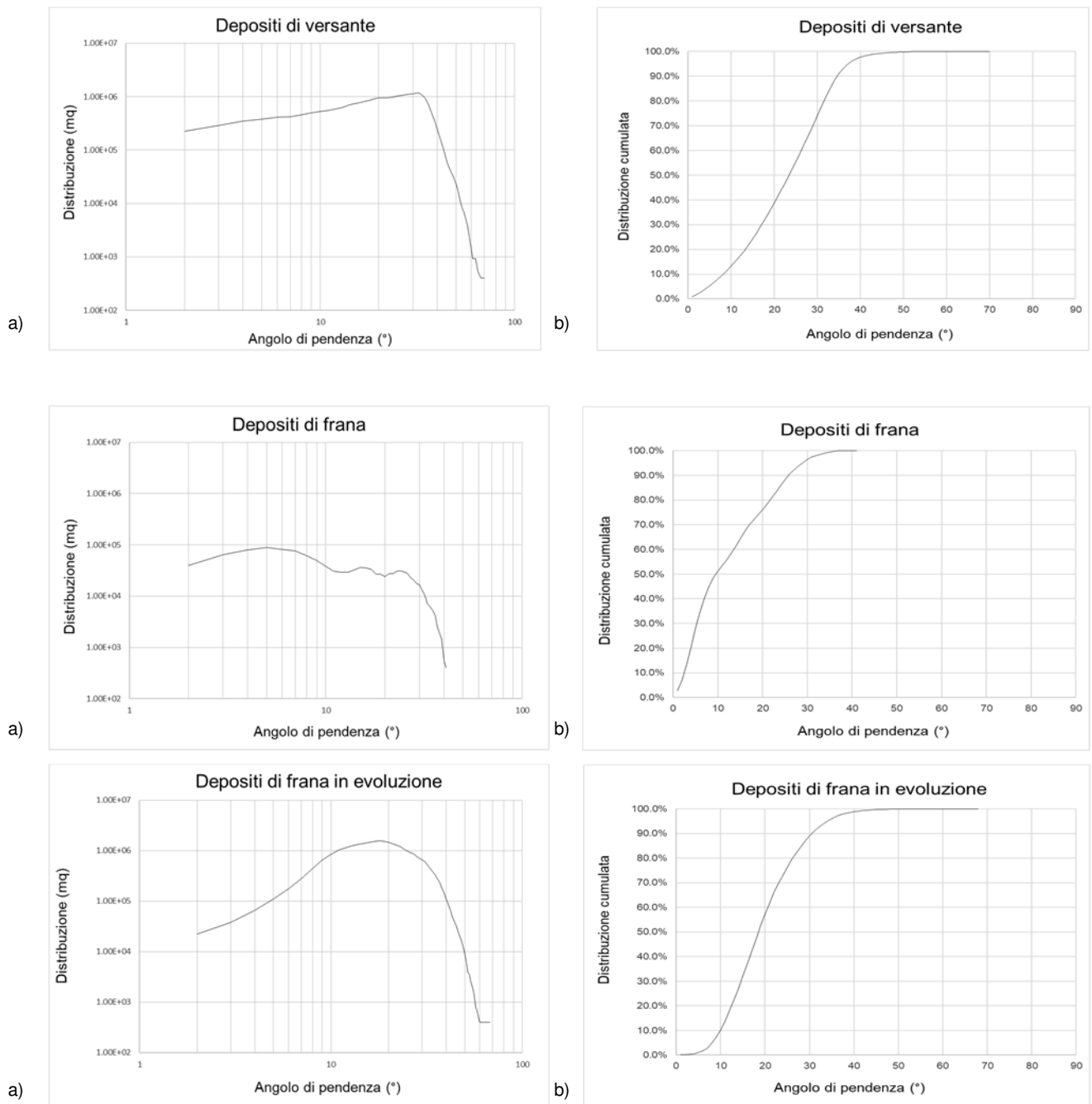
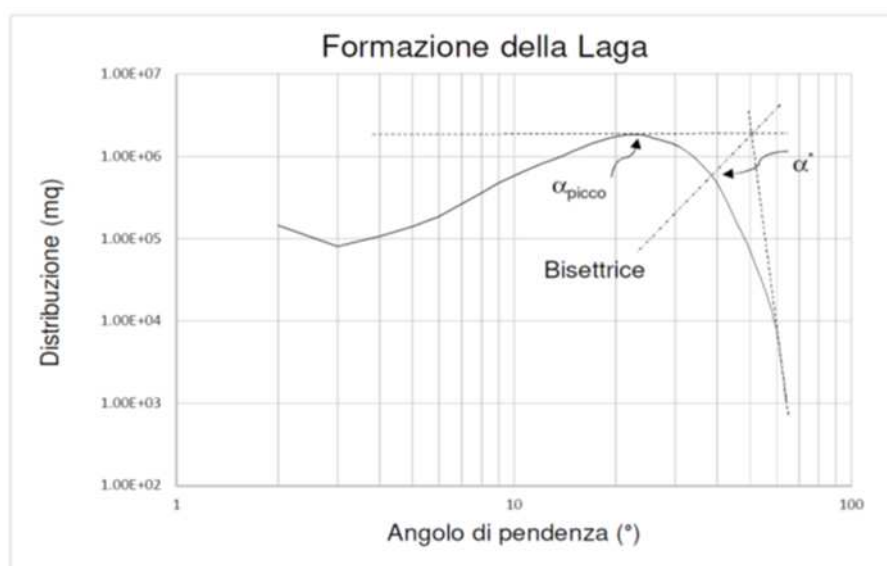


Figura 101 a) Distribuzioni di pendenza per unità litologiche b) Distribuzioni cumulate di pendenza per unità litologica

Come riportato in Grelle et alii (2011), dall'analisi combinata dei due grafici è possibile ricavare parametri correlati alle caratteristiche litotecniche e litomeccaniche delle varie unità presenti. Tali parametri sono: la pendenza massima assunta dall'unità litotecnica α_{max} , l'angolo di inclinazione di picco α_{picco} dell'unità litotecnica e l'angolo di inclinazione α^* che può essere assunto come l'angolo caratteristico dell'unità litotecnica (figure 102, 103). Seguendo la ricostruzione di Grelle et alii (2011), per definire l'angolo α^* , si ottiene che a destra di detto valore di pendenza si ha una predominanza di roccia intatta mentre a sinistra si ha una predominanza di roccia fratturata che, a seguito dei

processi orogenetici, ha subito processi di alterazione evolvendosi verso condizioni di minore acclività. Queste considerazioni non valgono per i depositi alluvionali che presentano una distribuzione delle pendenze sempre decrescente e ciò indica che tale deposito non ha subito processi evolutivi. Infatti proprio per la loro natura tali depositi risultano formati per rapida deposizione di materiale trasportato dal versante roccioso che quindi si trova in una situazione di equilibrio che non dipende dalle caratteristiche meccaniche intrinseche dei materiali di cui è composto ma piuttosto dalla modalità con cui è avvenuta la deposizione del materiale stesso. In questo caso il materiale presenta un angolo caratteristico di attrito equivalente che non è correlabile con l'angolo di inclinazione assunto dall'unità litotecnica. Nel caso esemplificato, attraverso l'analisi dell'unità litotecnica della Laga, si può osservare diversamente come il diagramma della distribuzione delle pendenze assunte dall'unità litotecnica presenta una prima porzione della distribuzione con angoli di pendenza molto bassi (al di sotto dei 10°) che rappresenta la porzione della formazione che si è portata verso condizioni di minore acclività per effetto dei processi orogenetici, una seconda porzione del diagramma dove troviamo l'angolo di inclinazione di picco α_{picco} , ovvero l'angolo di inclinazione con cui si presenta la maggior parte dell'unità litotecnica, e una terza porzione del diagramma dove si hanno le maggiori pendenze della formazione che vuol dire presenza di roccia meno fratturata e alterata dai processi orogenetici. Seguendo la costruzione di Grelle et alii (2011) si traccia la tangente all'angolo di inclinazione di picco α_{picco} e la tangente alla porzione della distribuzione in cui si hanno le massime pendenze rilevate sull'unità litotecnica; Si costruisce, quindi, la bisettrice dell'angolo formato dalle due tangenti che interseca la distribuzione ad un valore di angolo di inclinazione definito α^* che letto con il diagramma della distribuzione cumulata fornisce informazioni sull'angolo di attrito equivalente caratteristico dell'unità litotecnica. Nel caso dell'unità della Laga, l'angolo di attrito equivalente è stato assunto pari a 35° che corrisponde con il 90° percentile della distribuzione cumulata delle pendenze assunte dall'unità stessa (figura 102).



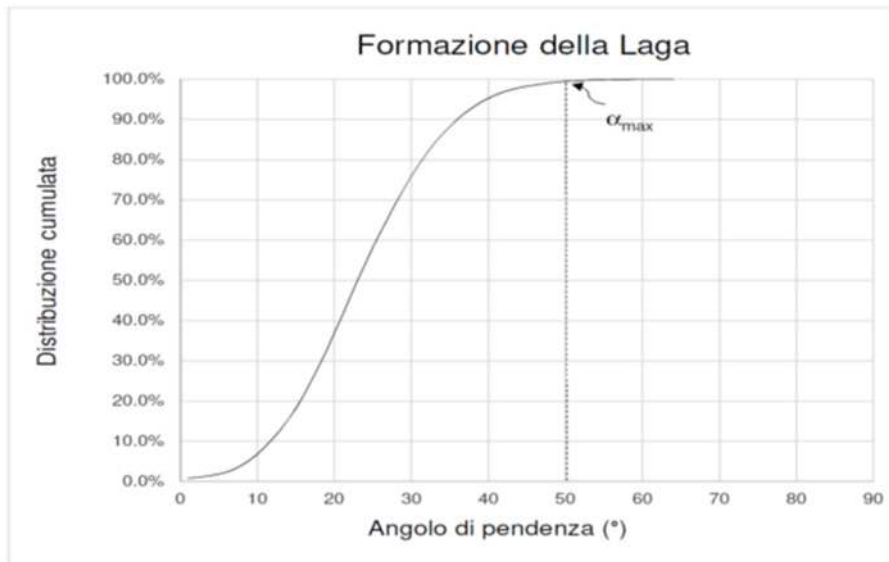


Figura 102 Schema di analisi dei diagrammi di distribuzione delle pendenze e distribuzione cumulata delle pendenze

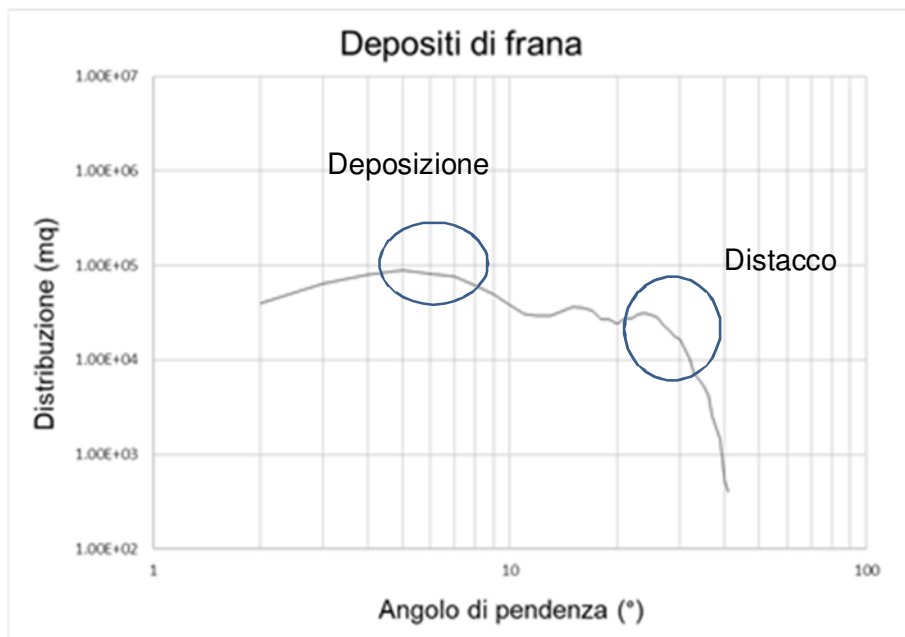


Figura 103 Analisi del diagramma di distribuzione delle pendenze per i depositi

Nei depositi di frana l'analisi della distribuzione delle pendenze evidenzia chiaramente le zone di distacco e le zone di deposizione (figura 103). Quindi con un procedimento analogo a quello esemplificato per l'unità Laga è possibile individuare il range di angoli caratteristici dell'unità litotecnica.

6.1.7 Modello per la correzione dell'angolo di attrito

Per tener conto della variabilità spaziali delle caratteristiche meccaniche per le diverse unità litotecniche ricadenti nell'area di studio che sono correlate all'effettiva pendenza del pendio è stato definito un angolo di attrito equivalente (figura 105) da considerare come unico parametro per la stabilità dei versanti. Tale parametro è definito in coerenza alle caratteristiche morfometriche dei

pendii. Nello specifico tale parametro evita condizioni di incongruenza tra la resistenza attribuita al materiale e inclinazione del relativo versante. L'angolo di attrito equivalente è stato calcolato attraverso la seguente equazione:

$$\varphi_{eq} = \varphi * k_{\varphi}$$

$$k_{\varphi} = \frac{1}{1 - e^{-\left(\frac{\varphi}{\alpha}\right)^k}}$$

In cui

$$\lambda = 0,66$$

$$k = 2$$



Figura 104 Grafico del coefficiente di correzione dell'angolo di attrito

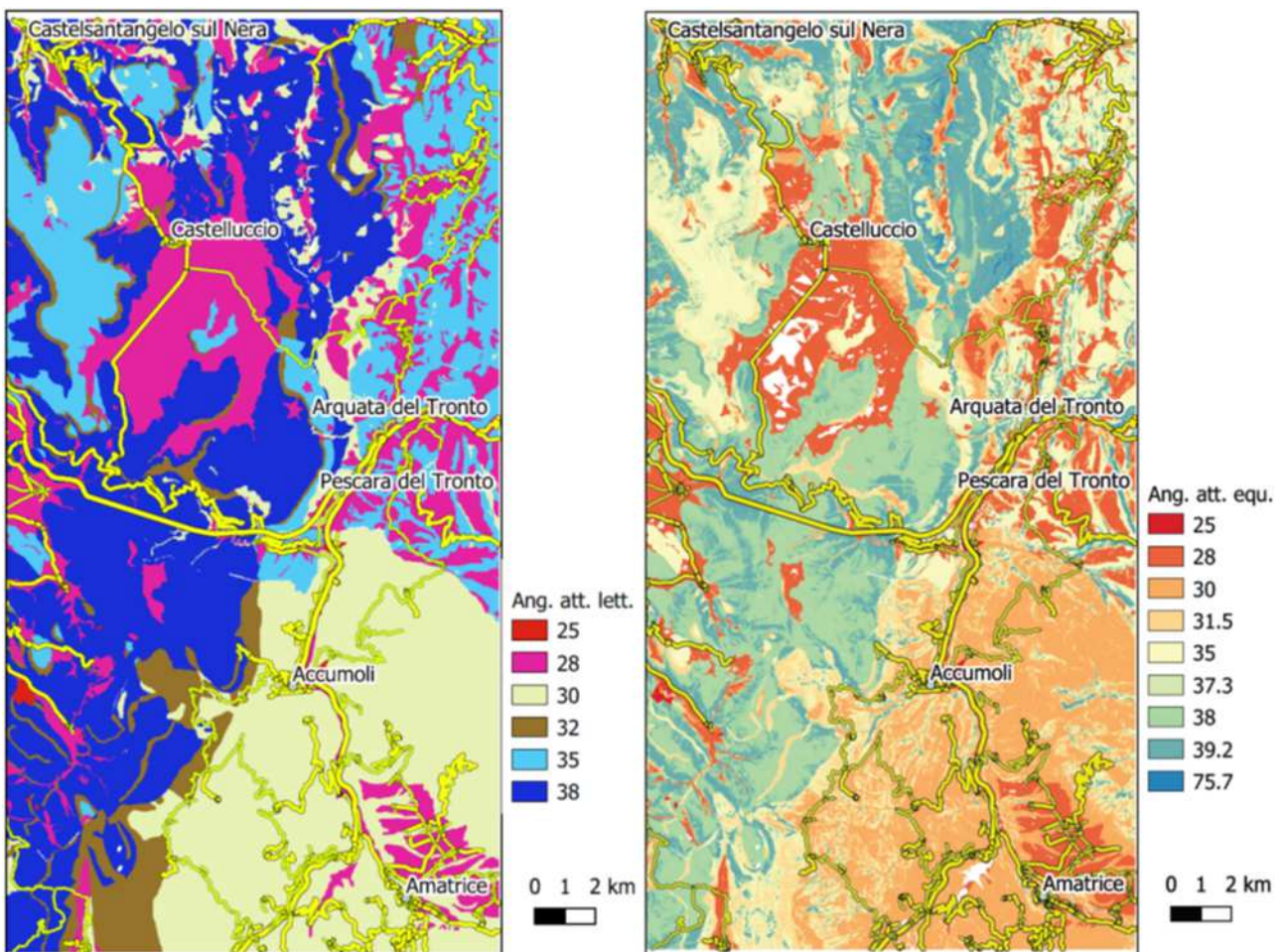


Figura 105 a) Mappa angoli di attrito di letteratura per ogni unità litotecnica b) Mappa degli angoli di attrito corretti per ogni unità litotecnica

La distribuzione dei valori di angoli di attrito per l'area di studio con la correzione sopra riportata si è quindi modificata come evidenziato negli istogrammi riportati nella figura 106.

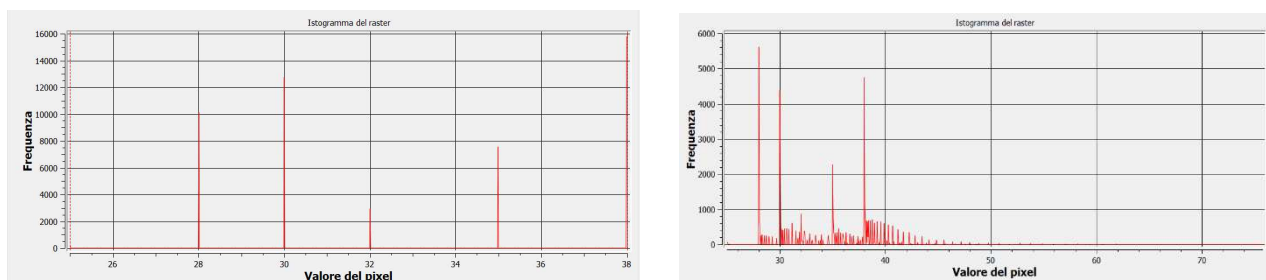


Figura 106 Distribuzione degli angoli di attrito

6.1.8 Spostamenti permanenti attesi

Uno studio completo ed accurato alla scala del singolo versante della stabilità in condizioni sismiche richiederebbe un'opportuna modellazione del pendio, definendone:

- le caratteristiche geologiche, morfologiche e strutturali con uno studio approfondito della stratigrafia e delle discontinuità.
- le proprietà fisiche dei terreni e dei parametri che ne descrivono il comportamento meccanico, sia in condizioni statiche, sia in condizioni cicliche e dinamiche;
- Il regime delle pressioni interstiziali;
- l'entità e la collocazione di eventuali carichi esterni.

Affinché l'analisi geotecnica di tali fenomeni si affranchi dal ruolo di indagine di dettaglio condotta su aree ristrette e possa invece assumere una valenza di tipo territoriale, orientata a valutazioni e previsioni su vasta scala, è necessario oltre che disporre di strumenti in grado di gestire ed elaborare grandi ed eterogenee quantità di informazioni spaziali, apportare delle semplificazioni di modellazione del problema. In tali casi può essere adottato lo schema di pendio indefinito che pur comportando una semplificazione della reale geometria del problema, può essere considerato realistico in diversi casi abbastanza diffusi in cui lo spessore dello strato superficiale di terreno potenzialmente a rischio di frana sia trascurabile rispetto all'estensione del pendio stesso. Questo schema semplificato è dunque applicabile al caso di frane di scorrimento allungate, in cui l'influenza delle porzioni di sommità e di piede è trascurabile. La stabilità delle coltri di terreno alluvionale o detritico, di piccolo spessore rispetto alla lunghezza della frana, poste su un terreno di fondazione più rigido è di norma trattata con risultati soddisfacenti in riferimento allo schema di pendio indefinito. Nell'ipotesi di superficie di scorrimento piana, in condizioni statiche, la soluzione del metodo globale dell'equilibrio limite fornisce la seguente equazione del fattore di sicurezza:

$$F_s = \frac{c' + (\gamma z \cos^2 \alpha - u) \tan \varphi}{\gamma z \sin \alpha}$$

dove: z è la profondità della superficie di scorrimento, γ è il peso dell'unità di volume del terreno, u è la pressione neutra media che agisce sulla superficie di scorrimento, c' è la coesione tra i grani, φ è l'angolo di attrito del terreno, α è l'inclinazione del pendio.

Se la falda si trova ad una quota D_w al di sopra della superficie di scorrimento, la pressione neutra u può essere espressa dalla relazione:

$$u = \gamma_w D_w \cos^2 \alpha$$

dove: γ_w è il peso dell'unità di volume dell'acqua, D_w è la quota della superficie libera della falda rispetto alla superficie di scorrimento.

L'espressione del fattore di sicurezza diventa allora:

$$F_S = \frac{c' + (\gamma z - \gamma_w D_w) \cos^2 \alpha \tan \varphi}{\gamma z \sin \alpha \cos \alpha}$$

La vulnerabilità sismica di un pendio è esprimibile in modo indipendente dalla valutazione delle azioni sismiche mediante l'accelerazione critica a_c , ossia il valore di soglia d'innescio del movimento Silvestri et alii (2006). Nel modello di pendio indefinito l'accelerazione critica è calcolabile con l'espressione:

$$a_c = \frac{c' / \cos^2 \beta + (\gamma - m\gamma_w)h \tan \varphi' - \gamma h \tan \beta}{\gamma h \tan \beta \tan \varphi' + \gamma h}$$

L'equazione è valida, a rigore, per meccanismi di scorrimento e colata in condizioni drenate, ed andrebbe possibilmente corretta con l'introduzione della stima delle sovrapressioni interstiziali, quanto meno nei terreni a grana fine. Sempre nell'ipotesi di pendio indefinito l'accelerazione critica può essere calcolata con una formulazione semplificata in cui viene espressa in funzione del fattore di sicurezza in condizioni statiche (F_S), l'acclività media del versante (α) e l'accelerazione di gravità (g), Forte et alii (2012) mediante la semplice formulazione: $a_c = (F_S - 1)g \sin \alpha$.

Anche per stimare i valori del fattore di sicurezza (F_S) assumendo implicitamente l'angolo d'attrito φ_{eq} come unico parametro geotecnico rappresentativo delle condizioni di sottosuolo è stato adottato un modello all'equilibrio limite semplificato, secondo la seguente relazione:

$$F_S = \frac{\tan \varphi_{eq}}{\tan \alpha}$$

Con l'applicazione della suddetta formula si ottiene un mappa del fattore di sicurezza in condizioni statiche dell'area di studio rappresentata attraverso un raster con dimensione dei pixel di 20m x 20 m. Nella figura 106 sono state poste a confronto la mappa del fattore di sicurezza in condizioni statiche ottenuta considerando l'angolo di attrito attribuito alle unità litologiche secondo i

dati di letteratura e la mappa del fattore di sicurezza sempre in condizioni statiche ottenuta considerando l'angolo di attrito equivalente sopra definito.

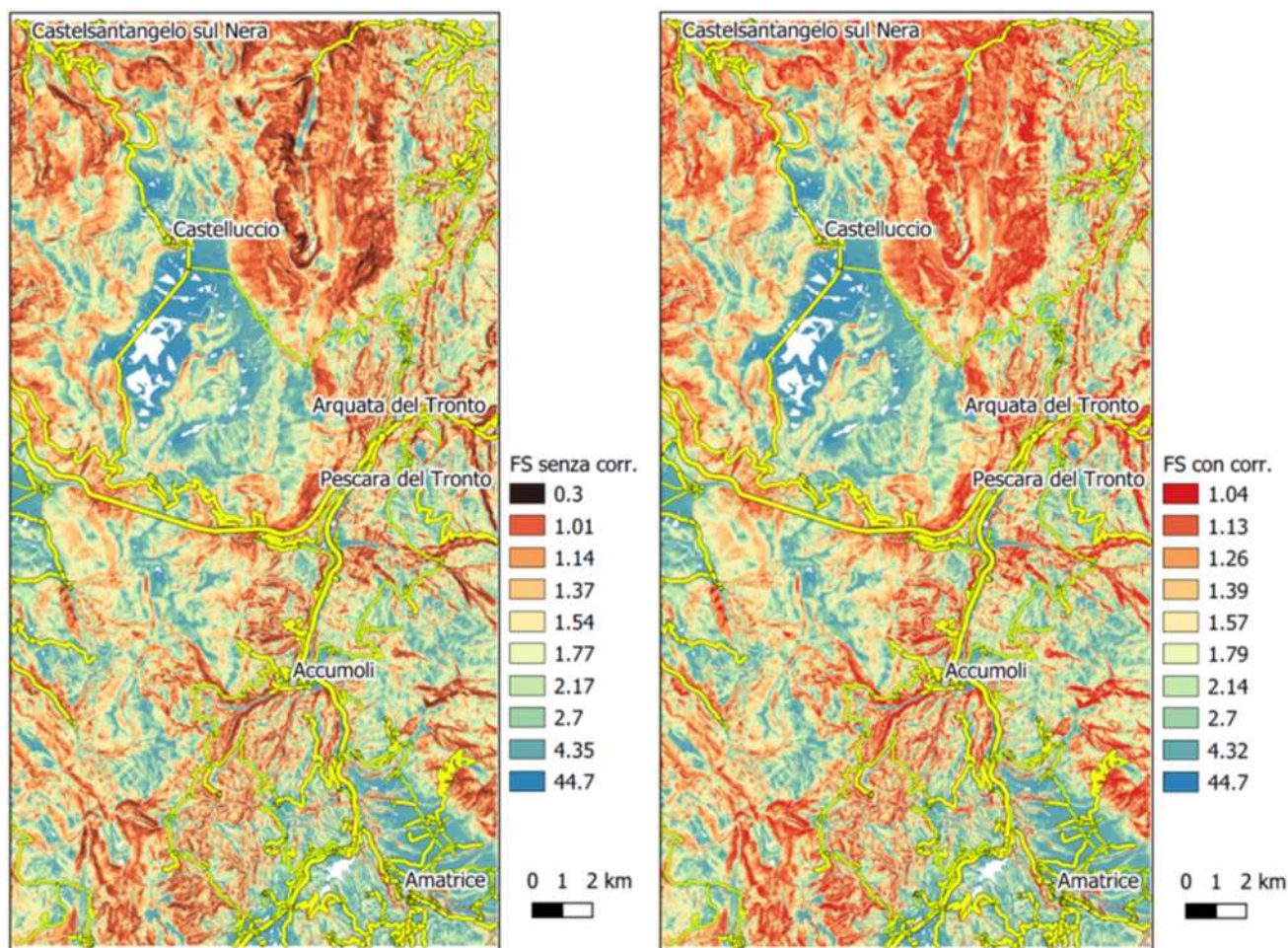


Figura 107 a) Fattore di sicurezza statico con angoli di attrito da letteratura, b) Fattore di sicurezza statico con angolo di equivalente

Come si evince dalle figure 107 la correzione apportata serve ad eliminare i valori del fattore di sicurezza inferiori ad uno mentre l'effetto della correzione si annulla man mano che il fattore di sicurezza diventa maggiore di uno. Infatti il valore di k_ϕ (figura 104) rimane uno per valori del rapporto tra angolo di attrito e pendenza maggiori di uno e cresce mano a mano che il valore di detto rapporto è inferiore all'unità. I valori del fattore di sicurezza con l'angolo di attrito equivalente variano da valori prossimi all'unità a valori molto alti in corrispondenza delle zone con bassi angoli di pendenza.

Una volta calcolato il fattore di sicurezza viene generata la mappa dell'accelerazione critica (figura 108) con la formulazione semplificata sopra riportata. Tale parametro è rappresentativo del comportamento in condizioni sismiche del pendio, indipendentemente dallo scenario di scuotimento o dall'evento considerato. Quindi l'accelerazione critica rappresenta un indicatore quantitativo della suscettibilità all'innesco di frane sismoindotte.

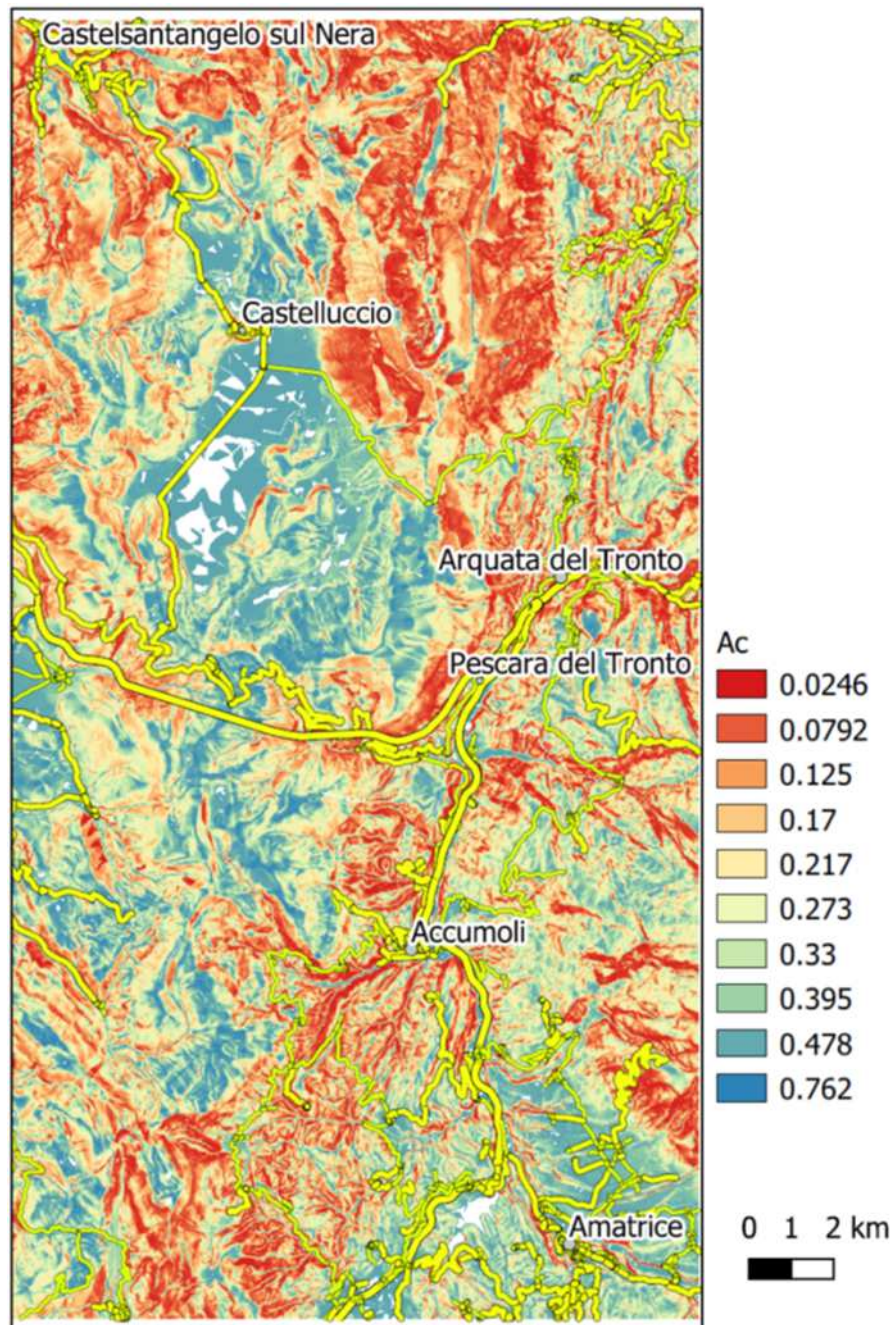


Figura 108 Mappa dell'accelerazione critica

6.1.9 Calcolo degli spostamenti permanenti indotti dal sisma

Il metodo di Newmark (1965), così come i metodi degli spostamenti che ne derivano come evoluzione, considera l'azione sismica come una funzione dipendente dal tempo (principalmente accelerogrammi). La risposta del pendio viene poi studiata valutando gli spostamenti accumulati e paragonandoli con un valore di spostamento di riferimento, ritenuto ammissibile a seconda della condizione limite di riferimento che si vuole studiare (stato limite ultimo o di danno). Gli spostamenti derivanti dal modello del blocco rigido di Newmark fanno riferimento a cinematismi semplificati e a condizioni idealizzate, vanno perciò considerati come misura dell'ordine di grandezza dello spostamento. Per agevolare l'impiego dei metodi degli spostamenti nelle applicazioni pratiche, molti

autori: Newmark,(1965); Sarma, (1975); Ambraseys e Menu, (1988); Whitman e Liao, (1984); Jibson, (1993); Crespellani et alii, (1998); Cai e Bathurst, (1996); Jibson, (2007); Madiai (2009) Grelle, Guadagno (2012), hanno calcolato gli spostamenti teorici del blocco di Newmark mediante integrazione analitica di forme d'onda regolari (rettangolari, triangolari, sinusoidali) o integrazione numerica di registrazioni accelerometriche di terremoti reali o esplosioni, eventualmente scalate, e hanno fornito soluzioni semiempiriche in forma grafica e/o analitica che consentono di stimare in prima approssimazione il valore medio o il valore limite superiore, per un prefissato livello di confidenza, dello spostamento atteso del blocco in funzione di alcuni parametri significativi del segnale sismico. Per una stima preliminare dell'ordine di grandezza dello spostamento atteso è possibile ricorrere, quindi, all'uso di relazioni semi-empiriche che legano gli spostamenti ad alcuni parametri significativi del segnale sismico. Tali relazioni sono state applicate su scala territoriale da differenti autori in molteplici contesti geologici Jibson et alii (1998), Miles & Ho (1999), Silvestri et alii (2006). Di seguito in tabella 33 vengono riportate alcune delle correlazioni proposte in letteratura tra spostamenti e parametri del moto sismico: rapporto di accelerazione critica; rapporto accelerazione massima/quadrato della velocità massima, intensità di Arias, potenziale sismico.

$\log s = 37 * \left(\frac{v_{max}^2}{a_{max}}\right) * e^{-9.4 * \frac{a_c}{a_{max}}}$	Whitman e Liao (1984)
$\log s = 0.90 - 1.09 * \log\left(\frac{a_c}{a_{max}}\right) + 2.53 * \log\left(1 - \frac{a_c}{a_{max}}\right)$	Ambraseys e Menu (1988)
$\log s = 2.652 - 3.333 * \frac{a_c}{a_{max}}$	Simonelli & Fortunato (1996)*
$\log s = 1.521 * \log(I_a) - 1.9931 * \log(a_c) - 1.546$	Jibson et alii (1998)
$\log s = 1.46 * \log(I_a) - 6.642 * a_c + 1.546$	Miles & Ho (1999)
$\log s = 0.215 - 1.438 * \log\left(\frac{a_c}{a_{max}}\right) + 2.341 * \log\left(1 - \frac{a_c}{a_{max}}\right)$	Jibson 2007
$\log s = -0.217 - 0.857 * \log\left(\frac{a_c}{a_{max}}\right) + 2.260 * \log\left(1 - \frac{a_c}{a_{max}}\right)$ $s = 3.89 * \left(\frac{v_{max}^2}{a_{max}}\right) * \left(1 - \frac{a_c}{a_{max}}\right)^{2.57} * \left(\frac{a_c}{a_{max}}\right)^{-0.69}$ $s = 0.156 * I_a * \left(1 - \frac{a_c}{a_{max}}\right)^{2.57} * \left(\frac{a_c}{a_{max}}\right)^{-0.69}$ $s = 1.90 * P_D * \left(1 - \frac{a_c}{a_{max}}\right)^{2.57} * \left(\frac{a_c}{a_{max}}\right)^{-0.69}$ $s = 0.978 * \frac{a_{max} * T^2}{4} * \left(1 - \frac{a_c}{a_{max}}\right)^{2.554} * \left(\frac{a_c}{a_{max}}\right)^{-0.704}$	Madiai (2009) livello di confidenza 50%
$\log s = 0.418 - 0.857 * \log\left(\frac{a_c}{a_{max}}\right) + 2.260 * \log\left(1 - \frac{a_c}{a_{max}}\right)$ $s = 7.15 * \left(\frac{v_{max}^2}{a_{max}}\right) * \left(1 - \frac{a_c}{a_{max}}\right)^{2.57} * \left(\frac{a_c}{a_{max}}\right)^{-0.69}$	Madiai (2009) livello di confidenza 90%

$s = 0.469 * I_a * \left(1 - \frac{a_c}{a_{max}}\right)^{2.60} * \left(\frac{a_c}{a_{max}}\right)^{-0.60}$ $s = 5.51 * P_D * \left(1 - \frac{a_c}{a_{max}}\right)^{2.72} * \left(\frac{a_c}{a_{max}}\right)^{-0.60}$ $s = 1.34 * \frac{a_{max} * T^2}{4} * \left(1 - \frac{a_c}{a_{max}}\right)^{2.554} * \left(\frac{a_c}{a_{max}}\right)^{-0.704}$	
$\log s = -0.32 - 0.66 * \log\left(\frac{a_c}{a_{max}}\right) + 1.88 * \log\left(1 - \frac{a_c}{a_{max}}\right)$ $\log s = 9.16 * \left(\frac{v_{max}^2}{a_{max}}\right) * e^{-7.15 * \frac{a_c}{a_{max}}}$ $s = 0.21 * I_A * 10^{0.09 + 3.30 * (a_c/a_{max})}$ $s = 0.28 * P_D * 10^{0.69 + 3.57 * (a_c/a_{max})}$	Grelle e Guadagno (2012)
<p>* correlazione specifica per la sismicit� regionale nell'area dell'Appennino Meridionale ** spostamenti massimi residui in funzione dell'Intensit� di Arias *** correlazioni ricavate dall'analisi delle relazioni esistenti tra lo spostamento del blocco di Newmark, calcolato mediante una procedura numerica di doppia integrazione, e i principali parametri di un insieme di 196 registrazioni accelerometriche relative a 46 eventi sismici, con magnitudo compresa tra 4 e 6.3, avvenuti in Italia).</p>	

Tabella 33 Correlazioni tra spostamenti e parametri del moto sismico

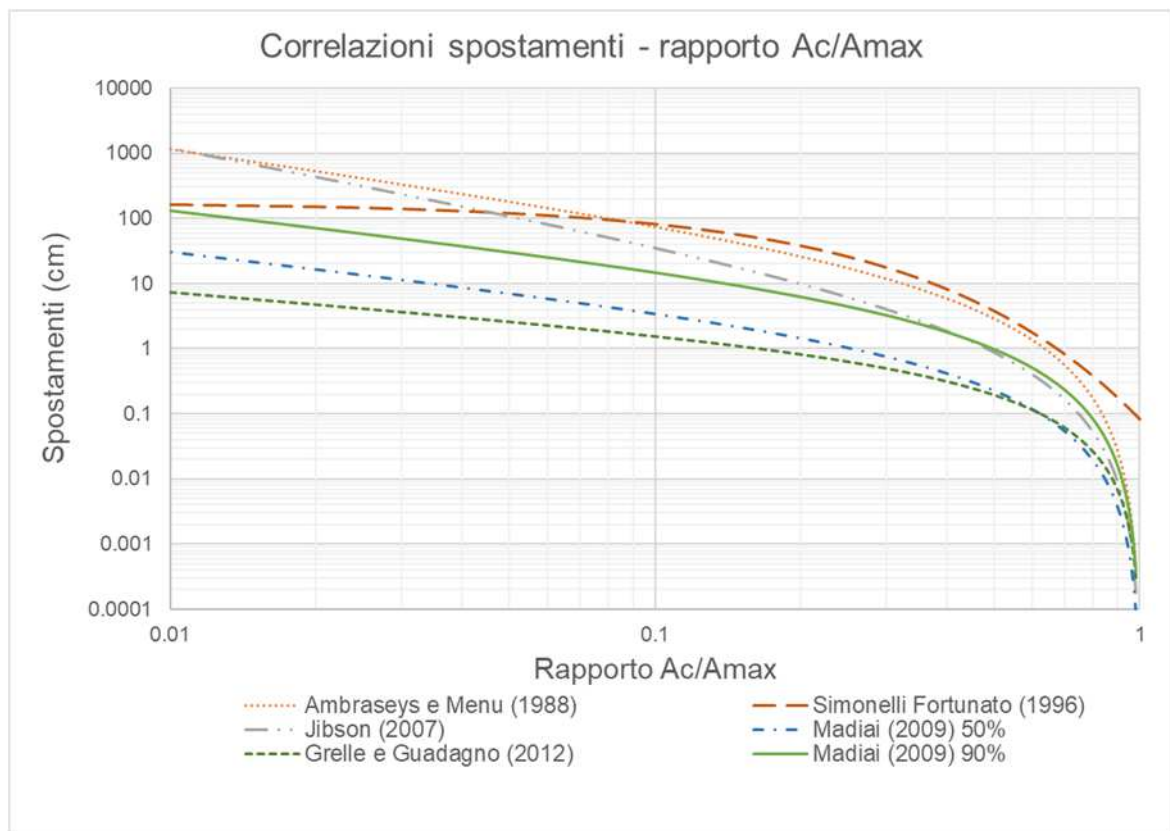


Figura 109 Grafico delle correlazioni spostamenti rapporto ac/amax

Nelle formule s è lo spostamento permanente, a_c è l'accelerazione critica del pendio, a_{max} è l'accelerazione di picco, I_A è l'intensità di Arias P_D potenziale sismico distruttivo v_{max} velocità di picco e T periodo medio.

Calcolata la mappa dell'accelerazione critica sono stati calcolati le mappe del rapporto a_c/a_{max} per i tempi di ritorno riportati in tabella 34.

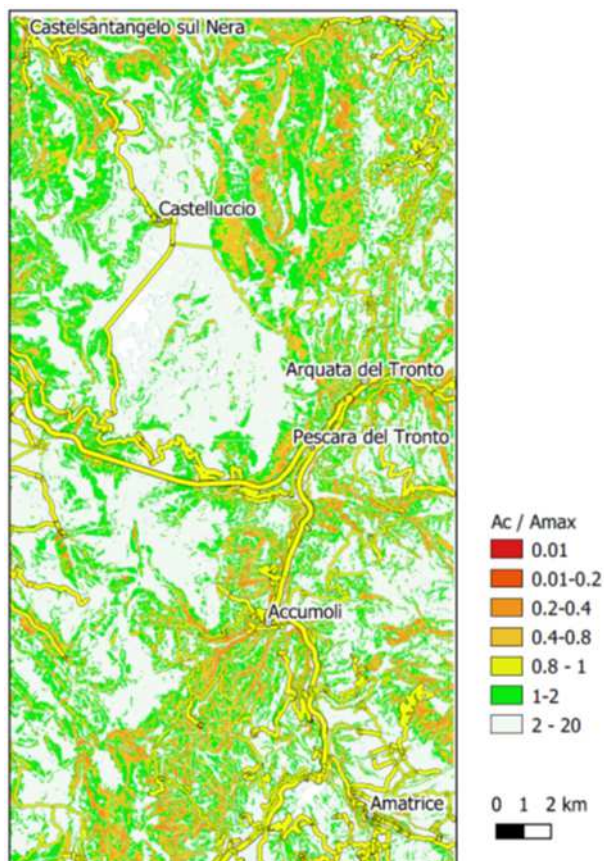
Tempo di ritorno	30	50	72	100	140	200	475	1000	2500
frequenza annuale di superamento	0.0332	0.0199	0.0139	0.0099	0.0071	0.005	0.0021	0.001	0.0004

Tabella 34 Tempi di ritorno considerati per il calcolo del rapporto a_c/a_{max}

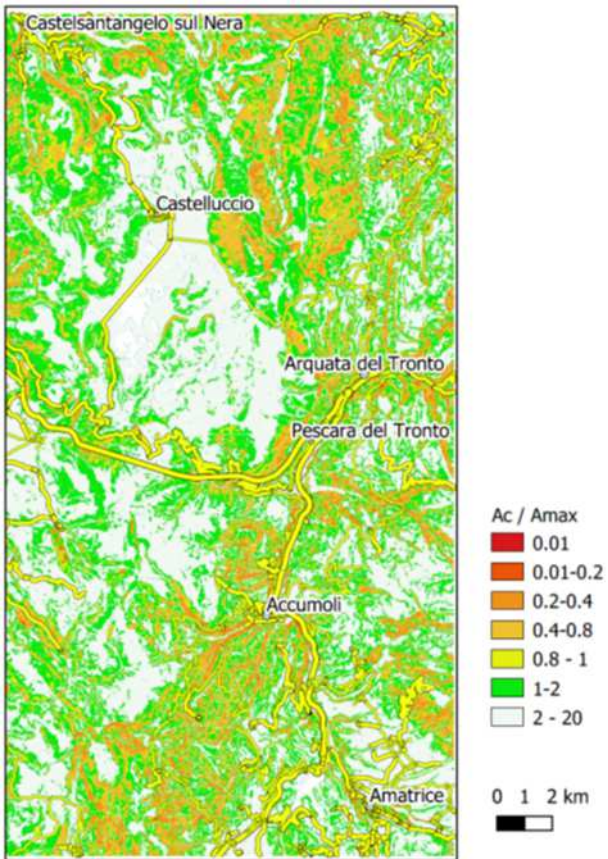
Le mappe del rapporto a_c/a_{max} riportate in figura 110 consentono di individuare, per ciascun periodo di ritorno, le aree in cui si avranno i maggiori spostamenti attesi. Infatti come si evince dal grafico riportato in figura 109 pur tenendo in conto la considerevole variabilità delle diverse correlazioni, gli spostamenti si mantengono nell'ordine di qualche centimetro fino a valori del rapporto a_c/a_{max} prossimi a 0,2 - 0,3. Per valori di spostamenti di qualche centimetro come visto nei paragrafi precedenti si può ritenere di non avere, sulle strutture stradali, danni tali da provocarne l'interruzione.

Tr 30 anni

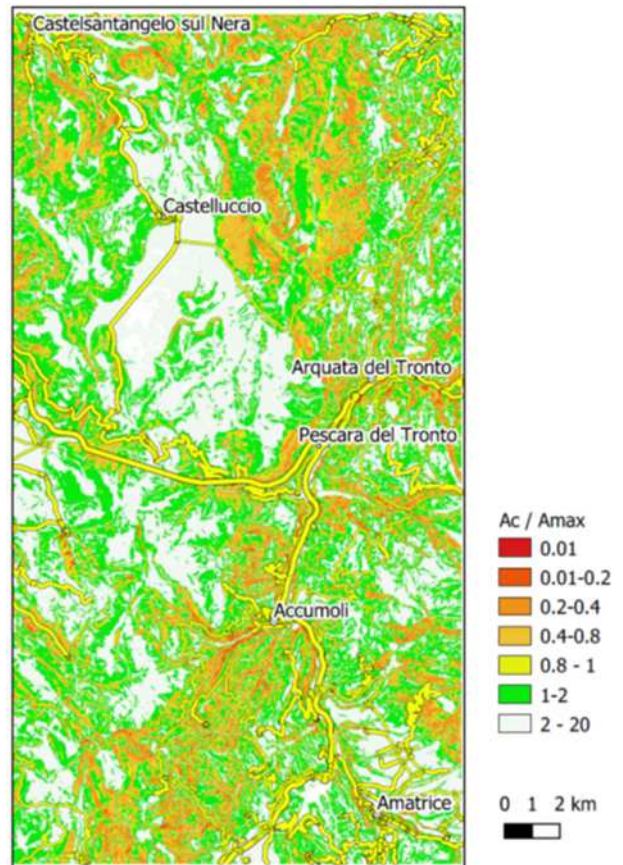
Tr 50 anni



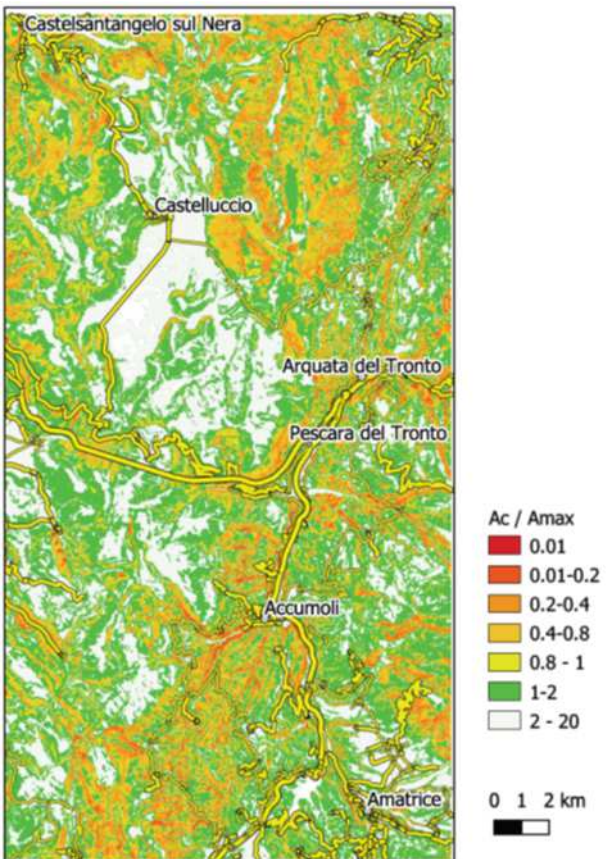
Tr 72 anni



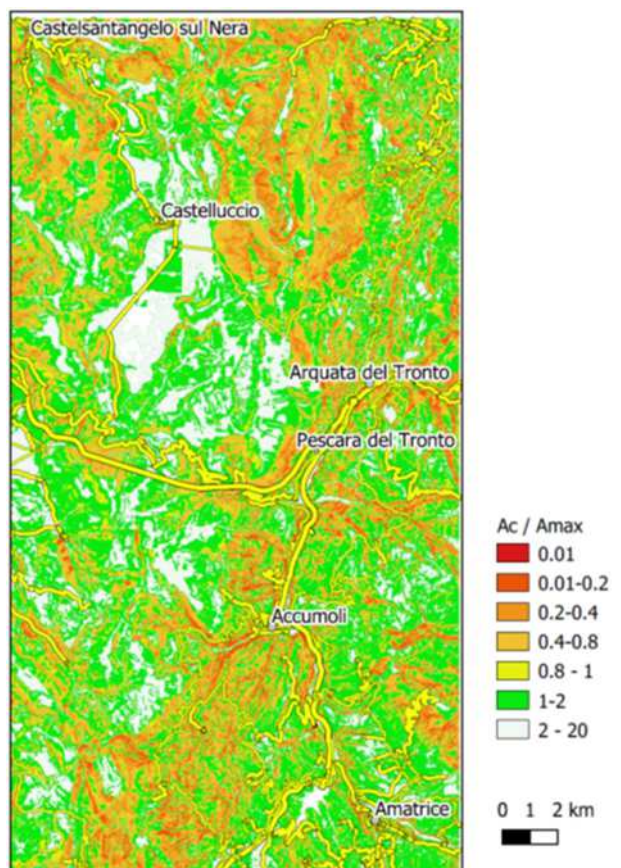
Tr 102 anni



Tr 140 anni



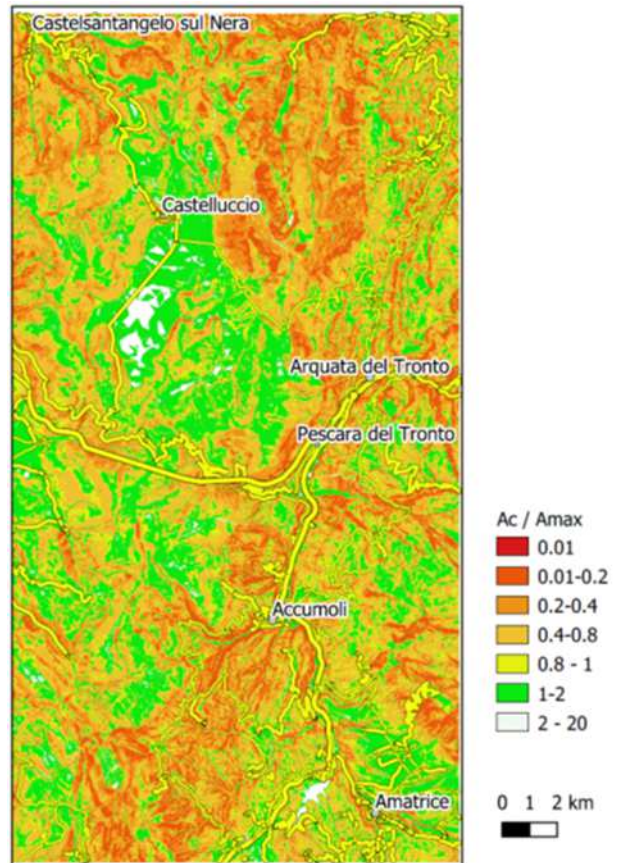
Tr 201 anni



Tr 475 anni



Tr 975 anni



Tr 2475 anni

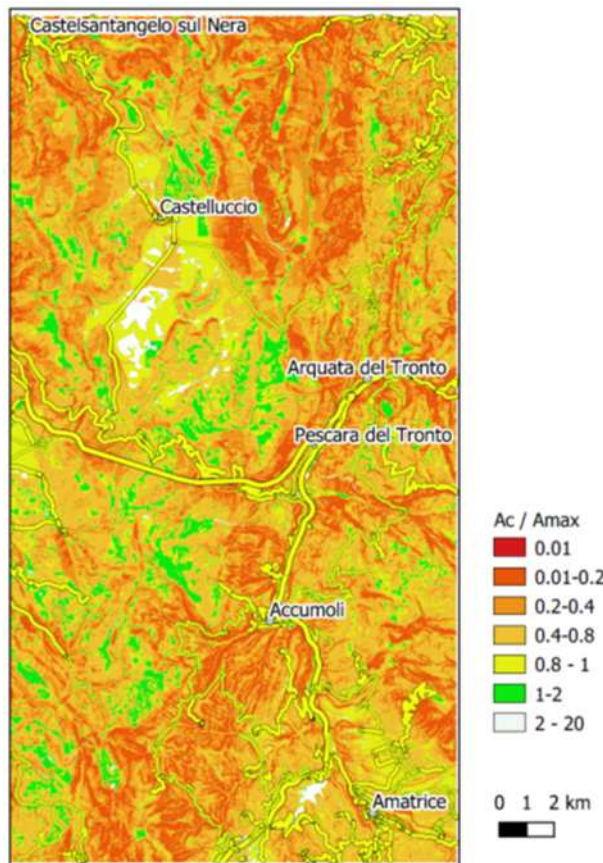


Figura 110 Mappe rapporto ac/amax per diversi tempi di ritorno

Le mappe raster riportate in figura 110 sono state analizzate attraverso un algoritmo di QGS per individuare l'incidenza dell'area caratterizzata da valori del rapporto a_c/a_{max} minori di 1 con riferimento all'area di studio. Come si evidenzia dall'analisi di figura 110 per eventi sismici con tempi di ritorno maggiori aumenta la percentuale di incidenza della superficie con rapporto a_c/a_{max} minore di 1 e quindi soggetta a spostamenti permanenti (figura 111).

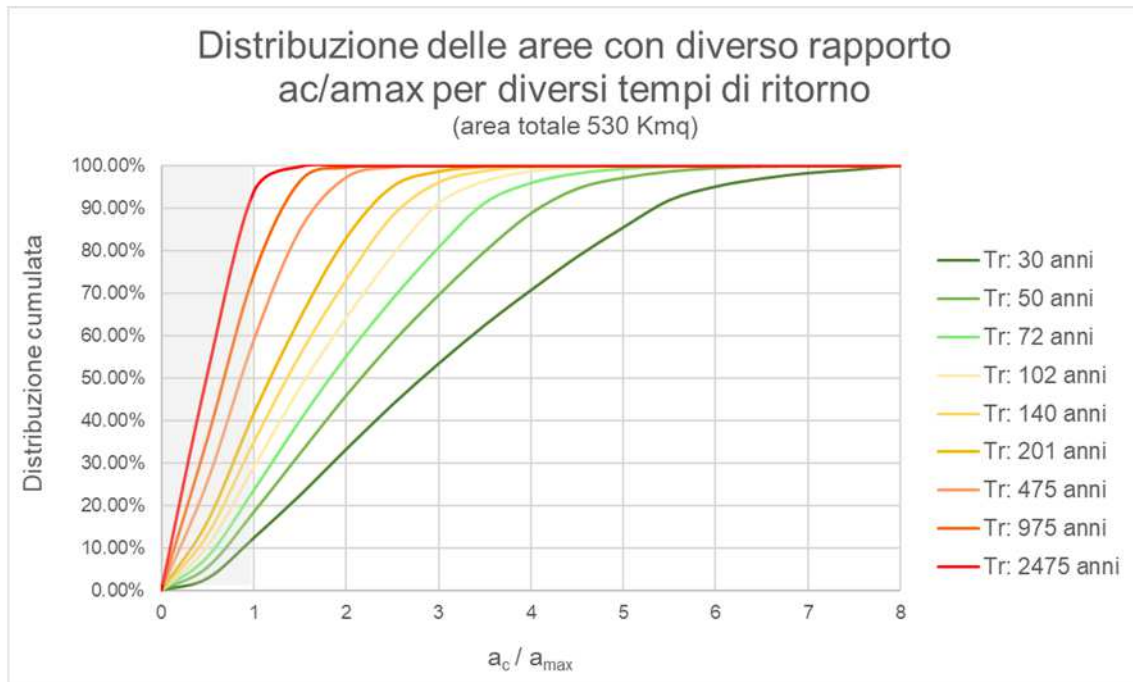


Figura 111 Distribuzione delle aree con diverso rapporto a_c/a_{max} sull'area di studio per diversi tempi di ritorno

Analogo procedimento è stato adottato anche per valutare l'incidenza della viabilità insistente su zone con rapporto a_c/a_{max} minore di 1 e soggetta, quindi, a spostamenti permanenti.

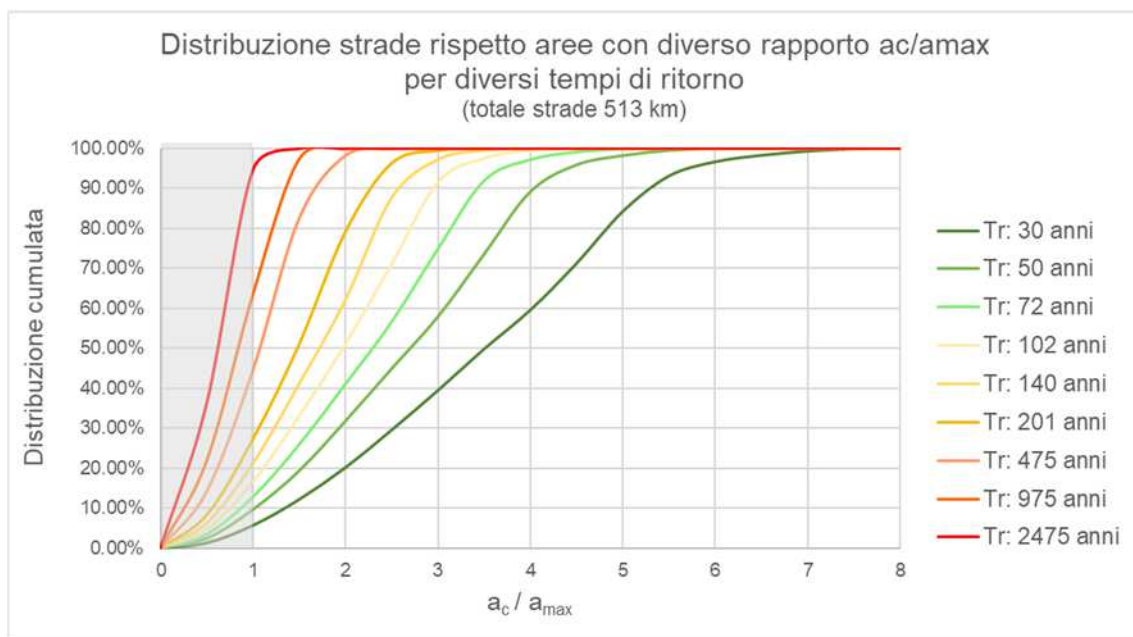
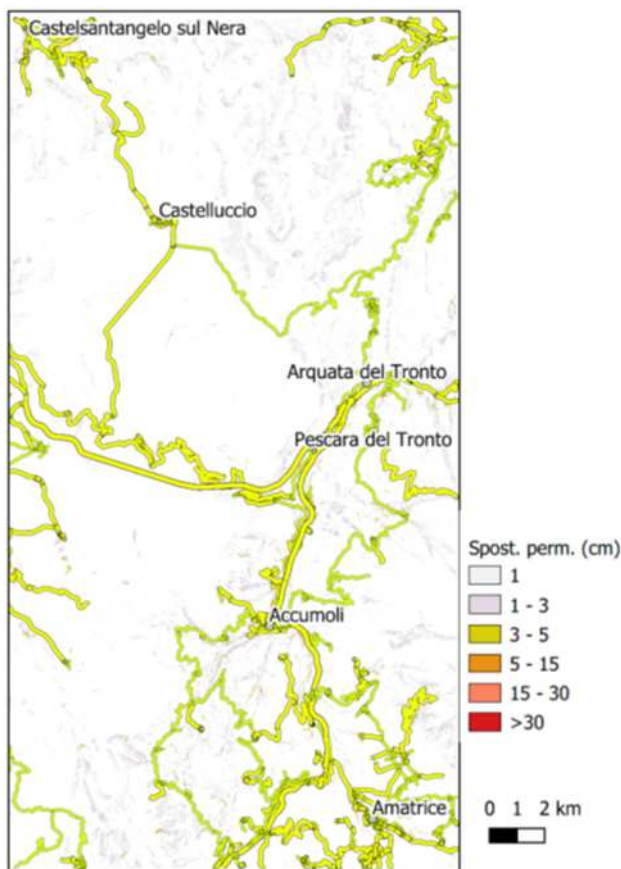


Figura 112 Distribuzione delle strade rispetto alle aree con diverso rapporto a_c/a_{max} sull'area di studio per diversi tempi di ritorno

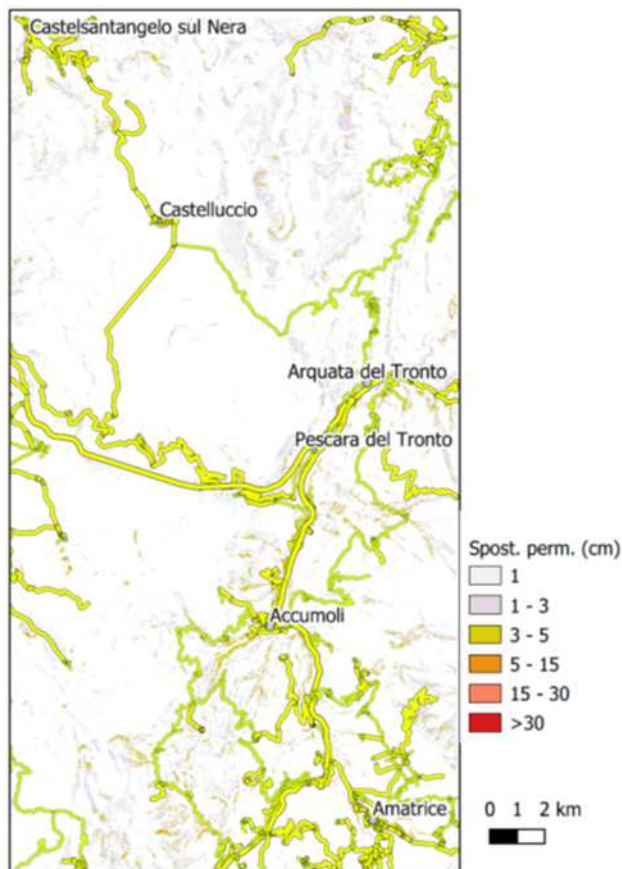
Il risultato dell'analisi sulla rete stradale è rappresentato nel grafico di figura 112 in cui è stata rappresentata la distribuzione cumuata dell'estensione della rete stradale dell'area di studio rispetto al rapporto a_c/a_{max} per diversi tempi di ritorno.

Un volta elaborata la mappa del rapporto a_c/a_{max} sono stati calcolati gli spostamenti attesi utilizzando alcune delle correlazioni sopra presentate. In particolare nel caso di studio gli spostamenti attesi sono state calcolati con la correlazione proposta da Madiari (2009) con livello di confidenza del 90%, e la correlazione proposta da Simonelli & Fortunato (1996) per gli appennini meridionali. Le mappe degli spostamenti permanenti (PGD) sono state calcolate con riferimento alle accelerazioni massime fornite dall'INGV per i diversi tempi di ritorno (30, 50, 72, 100, 140, 200, 475, 975 e 2475 anni) su una mappa con dimensioni dei pixel 20 m x 20 m. Alle accelerazioni di base fornite dall'INGV sono state applicati i coefficienti di amplificazione stratigrafico e topografico sopra descritti. Nella figura 112 sono state riportate le mappe degli spostamenti calcolati con la correlazione proposta da Madiari (2009) per i diversi tempi di ritorno mentre nella figura 113 sono state riportate le mappe degli spostamenti calcolati con la correlazione proposta da Simonelli & Fortunato (1996). Al crescere del tempo di ritorno aumentano le aree soggette a spostamenti permanenti e aumenta l'entità di detti spostamenti.

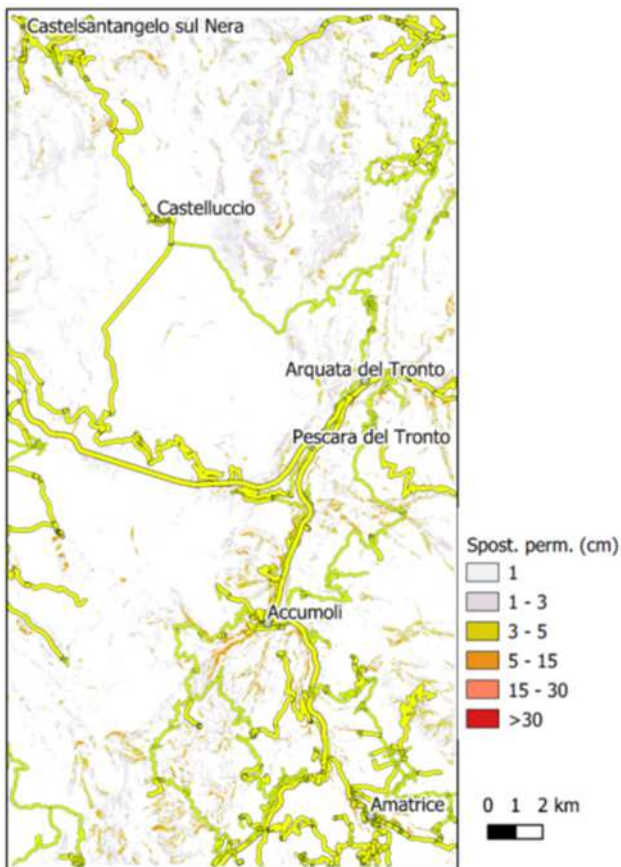
a) Tr: 30 anni



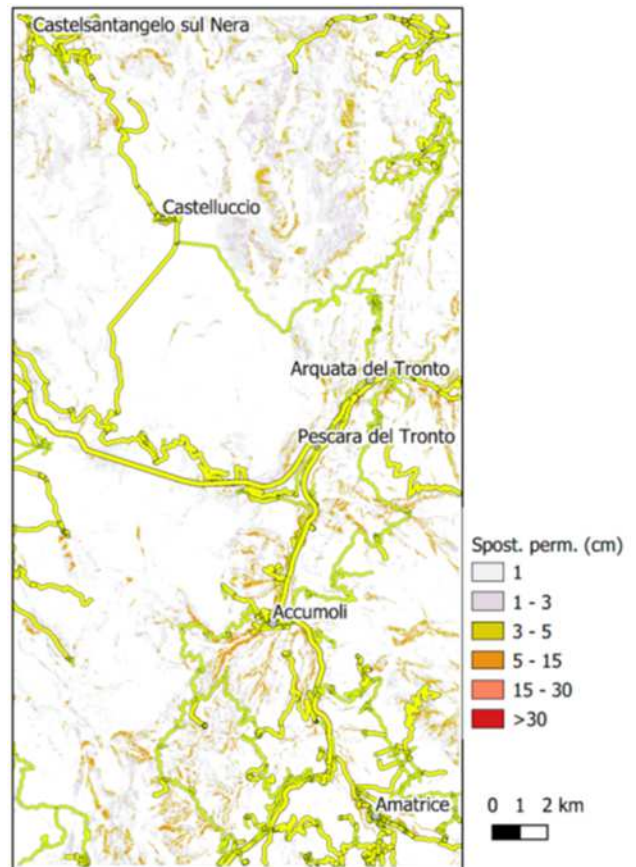
b) Tr: 50 anni



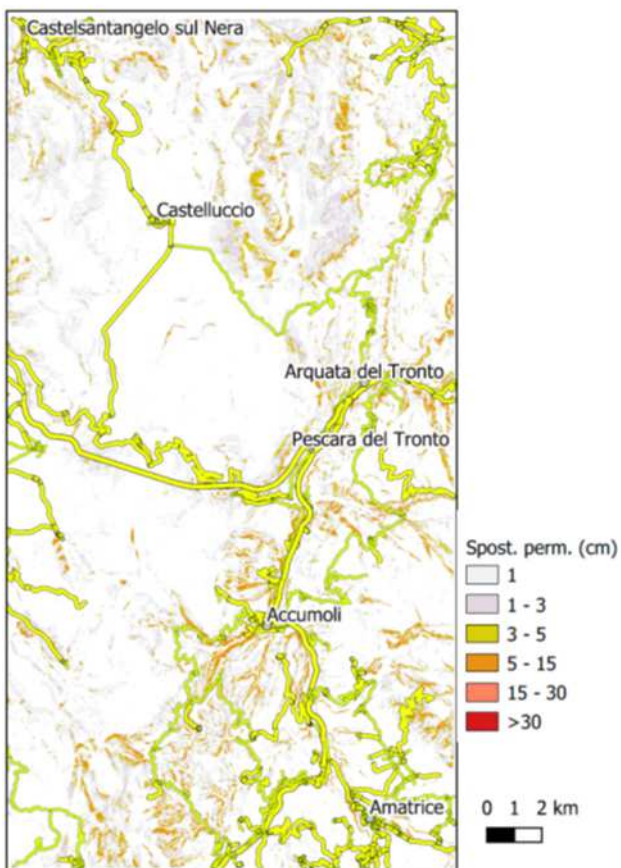
c) Tr: 72 anni



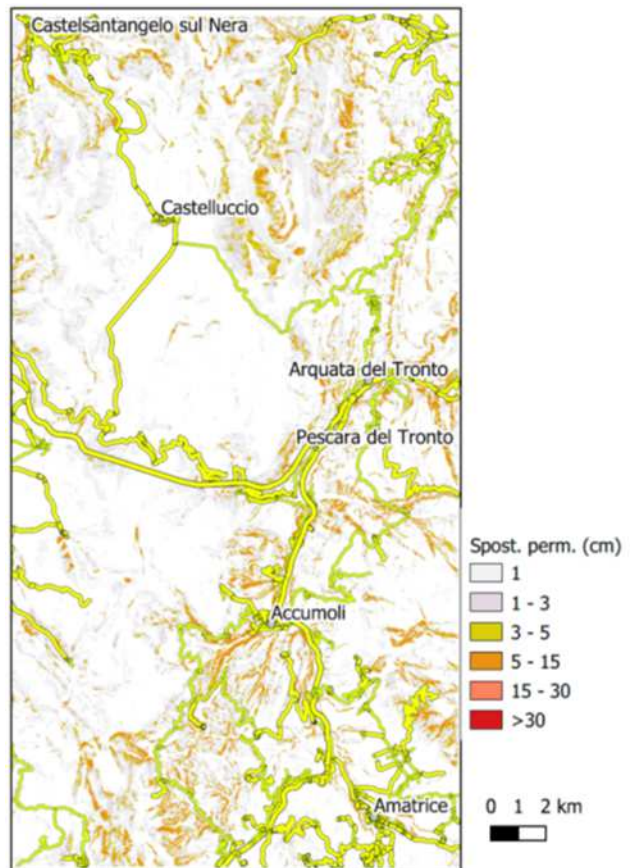
d) Tr: 102 anni



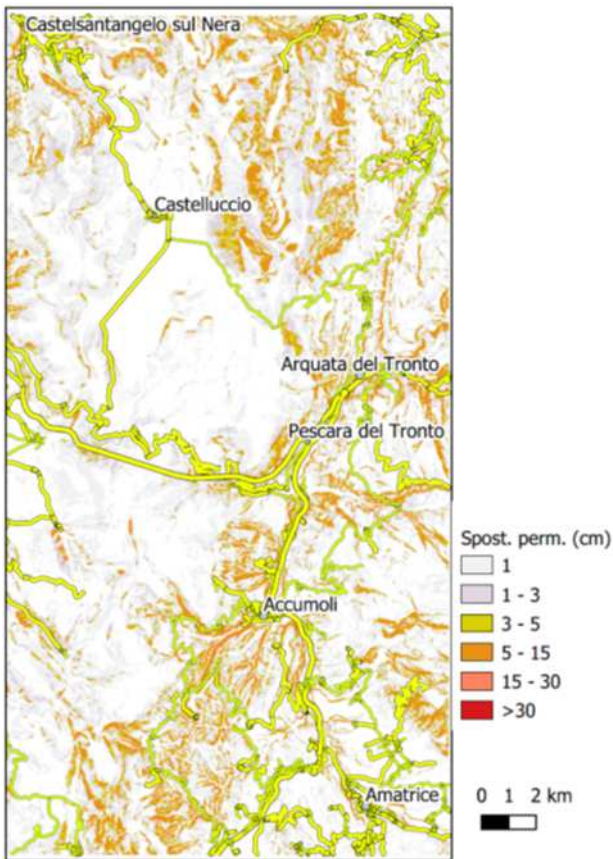
e) Tr: 140 anni



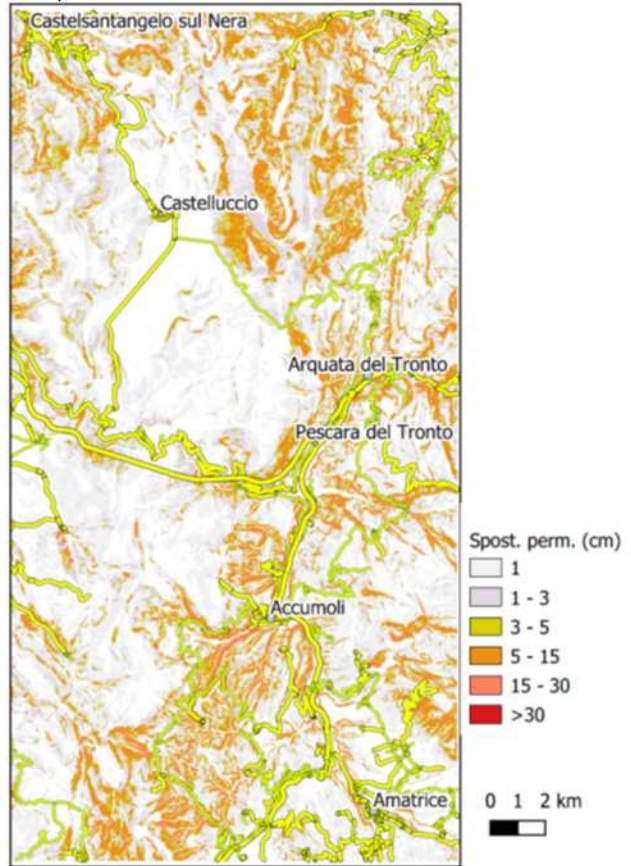
f) Tr: 201 anni



g) Tr: 475 anni



h) Tr: 975 anni



i) Tr: 2475 anni

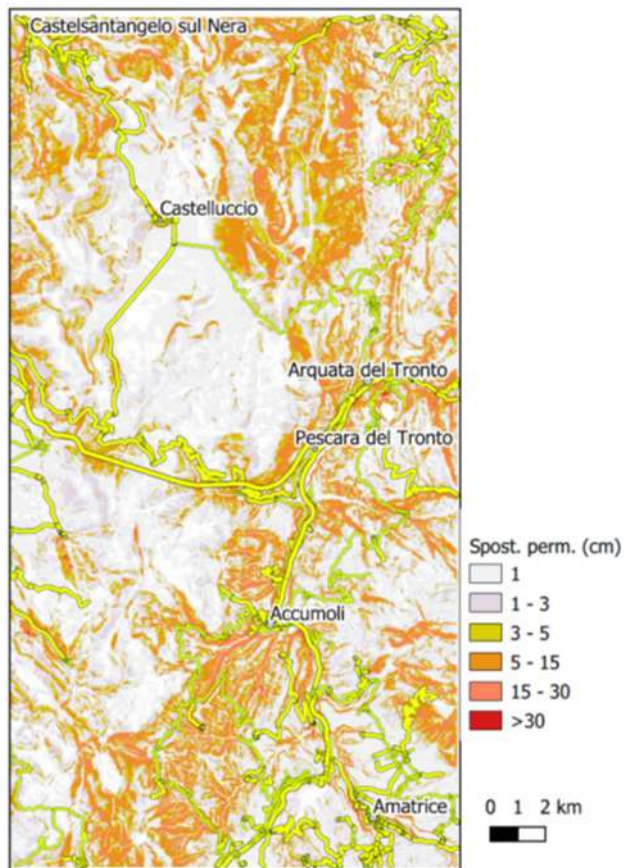
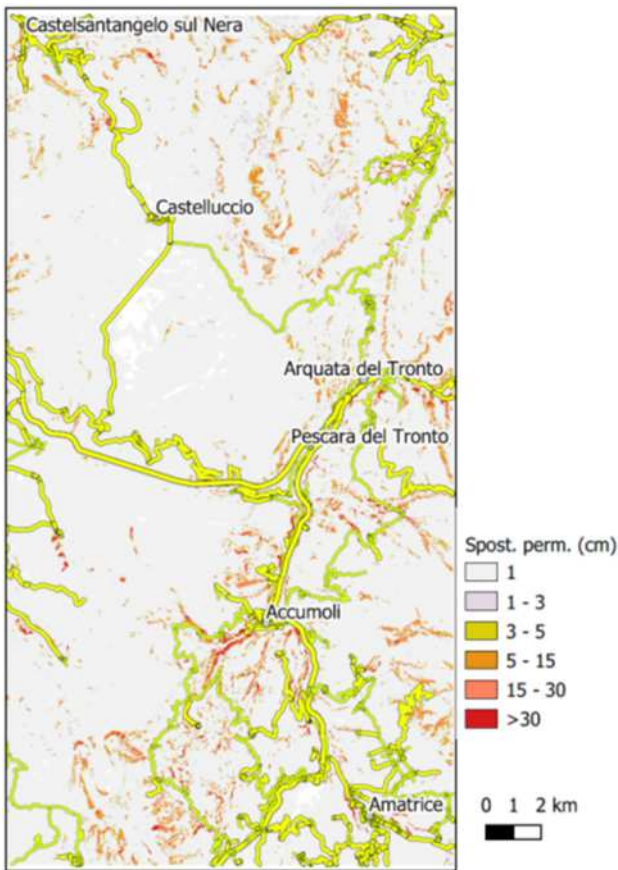
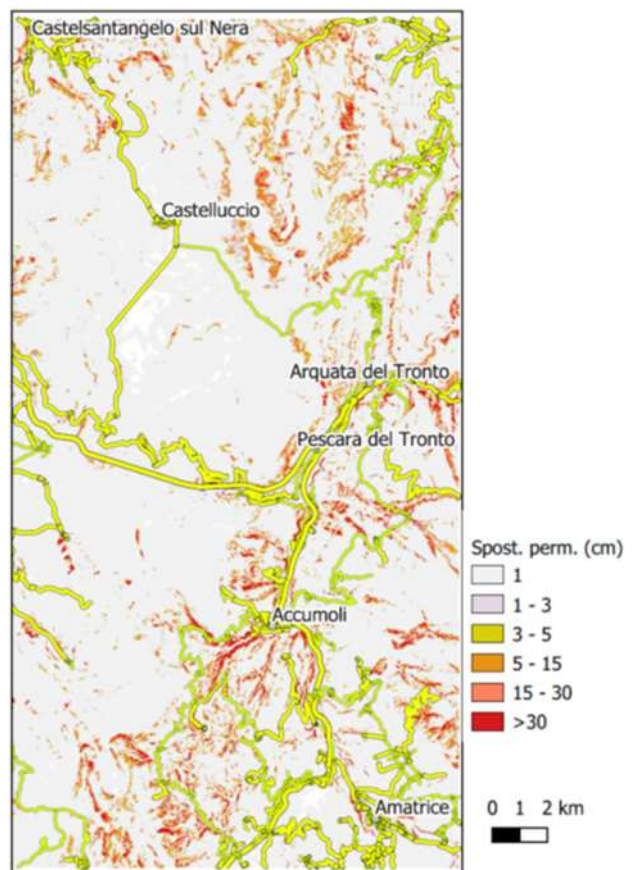


Figura 113 da a) ad i) Mappe spostamenti permanenti attesi calcolati con la correlazione Madiai (2009)

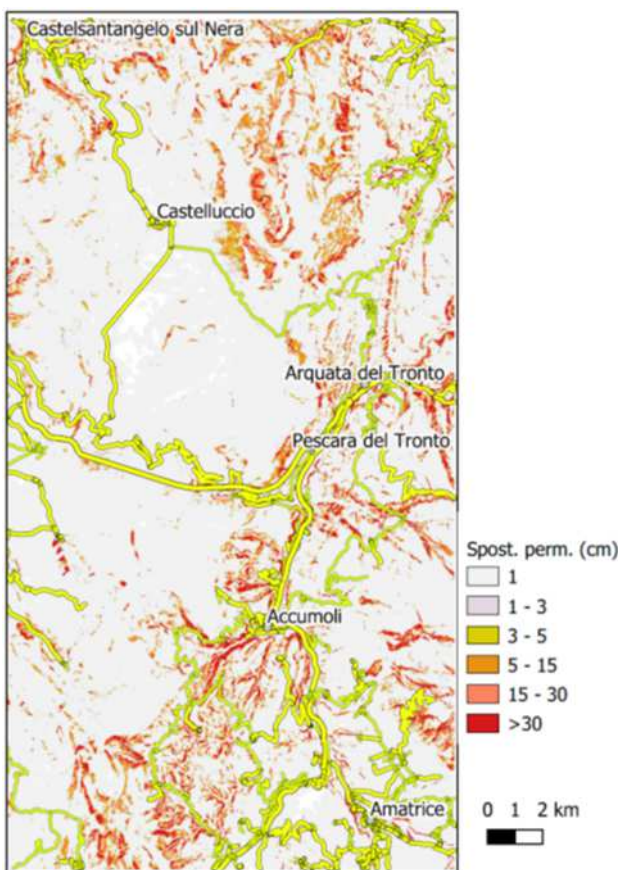
a) Tr: 30 anni



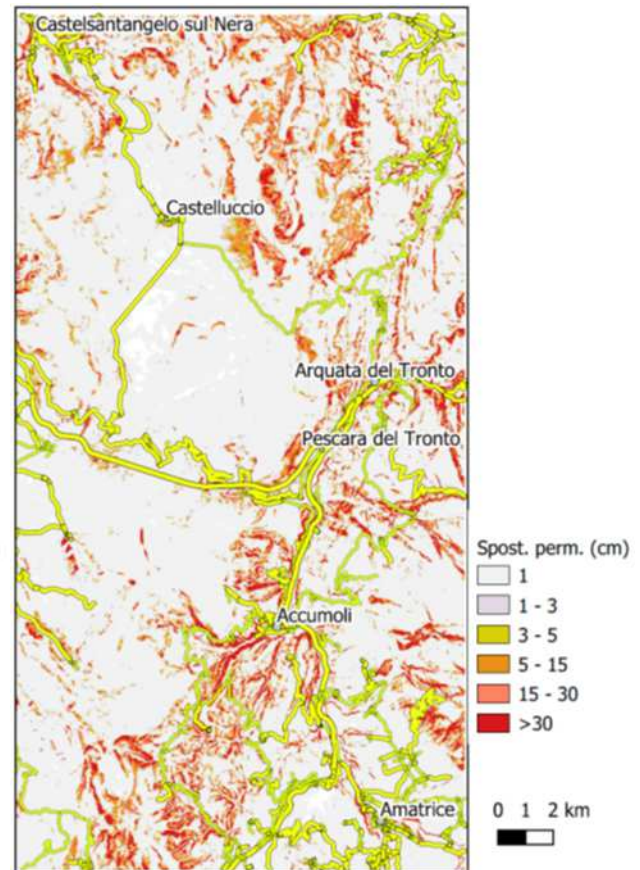
b) Tr: 50 anni



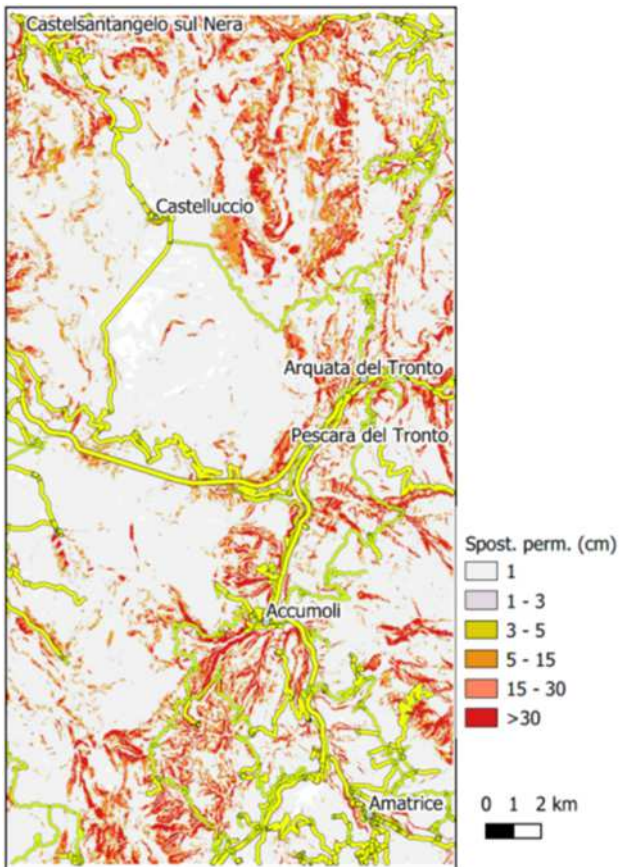
c) Tr: 72 anni



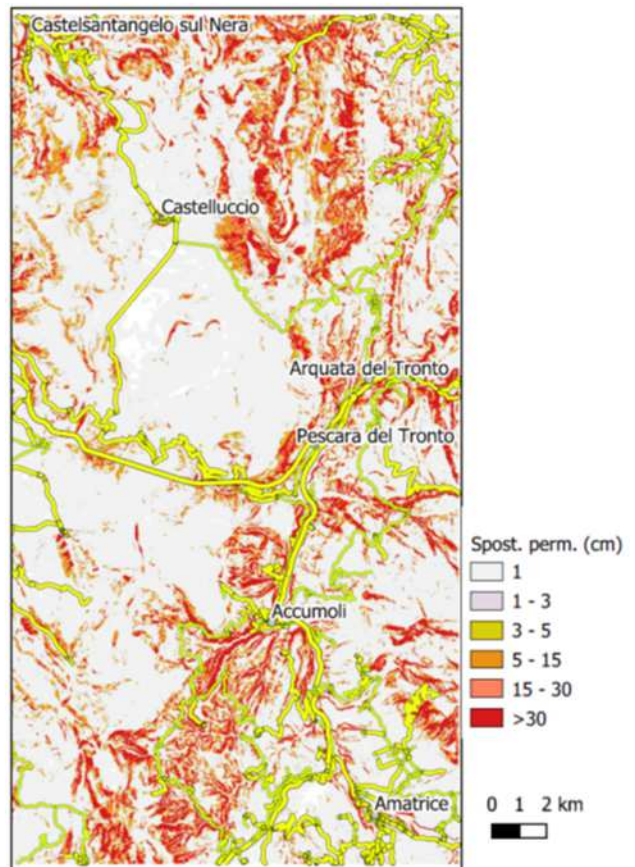
d) Tr: 102 anni



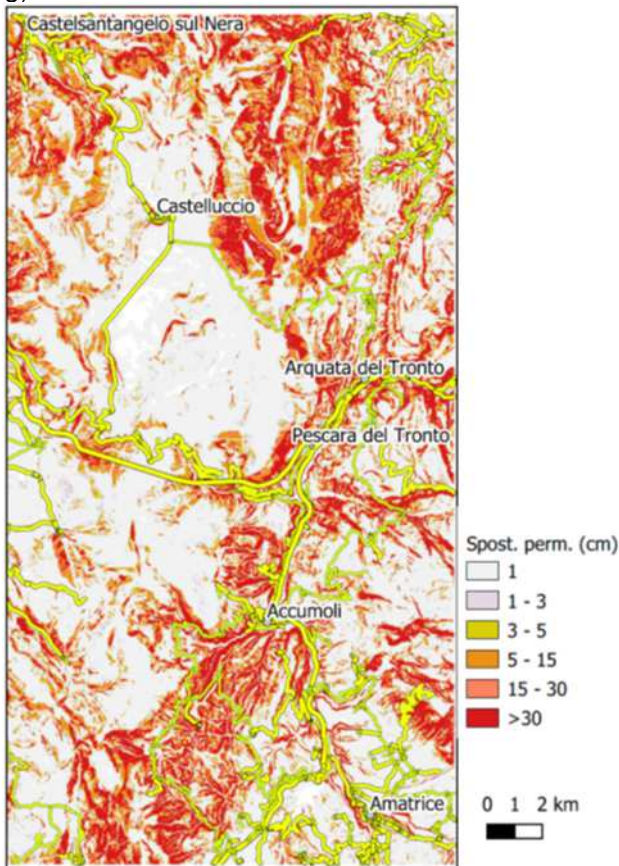
e) Tr: 140 anni



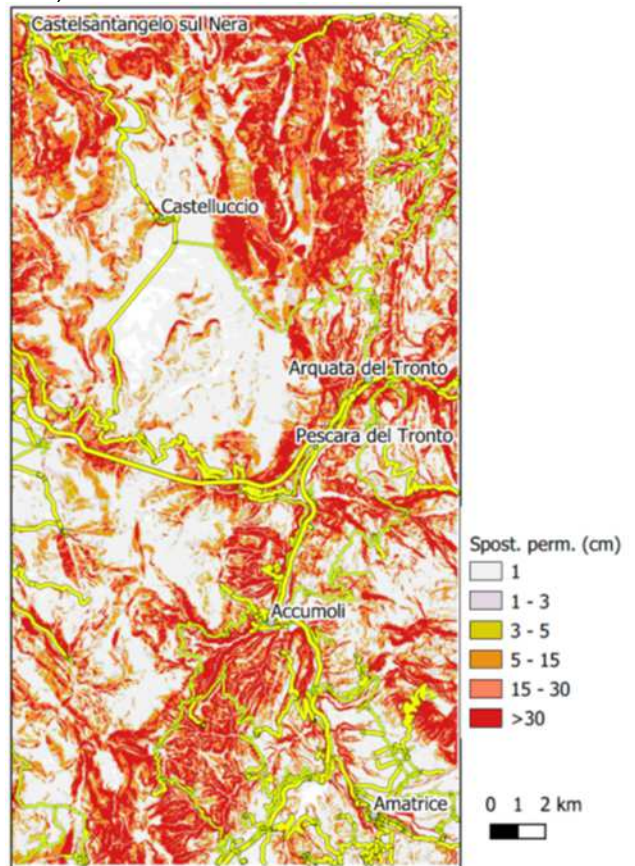
f) Tr: 201 anni



g) Tr: 475 anni



h) Tr: 975 anni



i) Tr: 2475 anni

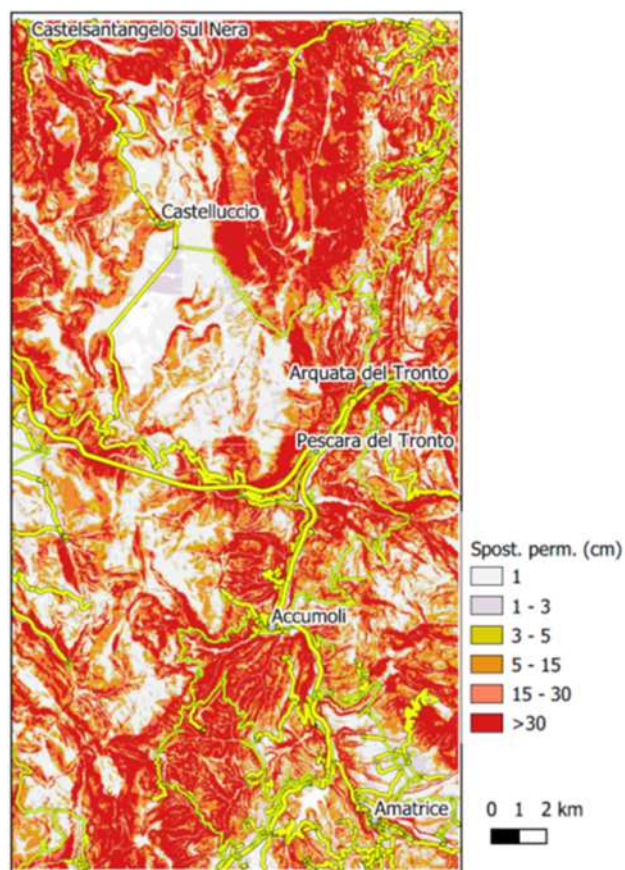


Figura 114 da a) ad i) mappe spostamenti permanenti attesi calcolati con la correlazione Simonelli e Fortunato 1996

6.2 Modello di fragilità del corpo stradale agli spostamenti permanenti

Con analogo procedimento di quello riportato nel precedente paragrafo sono state generate le mappe degli spostamenti, utilizzando le correlazioni Madi ai (2009) e Simonelli e Fortunato (1996), per gli eventi sismici del 24 agosto, 26 ottobre e 30 ottobre. Nella figura 115, sono state riportate: la mappa delle PGA dell'evento sismico del 24 agosto 2016 rielaborata sui dati INGV e le conseguenti mappe degli spostamenti costruite adottando le due correlazioni sopra citate. Nella figura 116, sono state riportate le medesime mappe riferite all'evento sismico del 26 ottobre 2016 ed infine nella figura 117 sono state riportate le medesime mappe riferite all'evento sismico del 30 ottobre 2016. Dalle mappe degli spostamenti si evidenzia una sostanziale differenza tra gli quelli calcolati con la correlazione di Madi ai (2009) e quelli calcolati con la correlazione di Simonelli e Fortunato (1996) che sembra sovrastimare eccessivamente gli spostamenti sismoindotti. Infatti dal confronto tra le misurazioni registrate su alcune stazioni di misura, riportate nel Rapporto di sintesi sul terremoto in centro Italia MW 6.5 del 30 ottobre 2016 (2016), e gli spostamenti calcolati con la correlazione di Simonelli e Fortunato (1996) si evince che i valori stimati sono quasi di un ordine di grandezza superiore rispetto a quelli misurati, mentre risultano dello stesso ordine di grandezza gli spostamenti stimati con la correlazione di Madi ai (2009). Nel presente lavoro è stato scelto di utilizzare comunque entrambe le correlazioni andando però a definire due modelli di fragilità distinti, uno per ogni correlazione, da adottare per il calcolo delle probabilità di interruzione dell'elemento stradale.

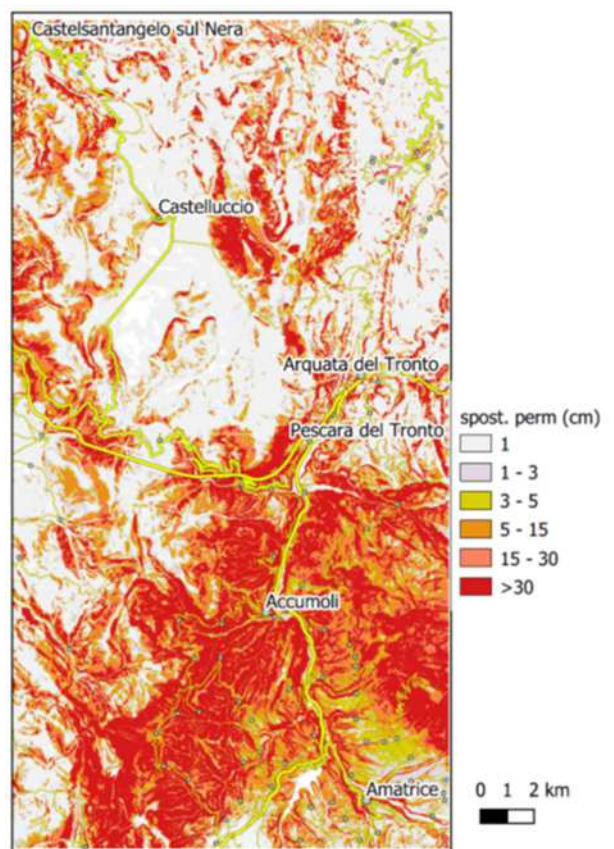
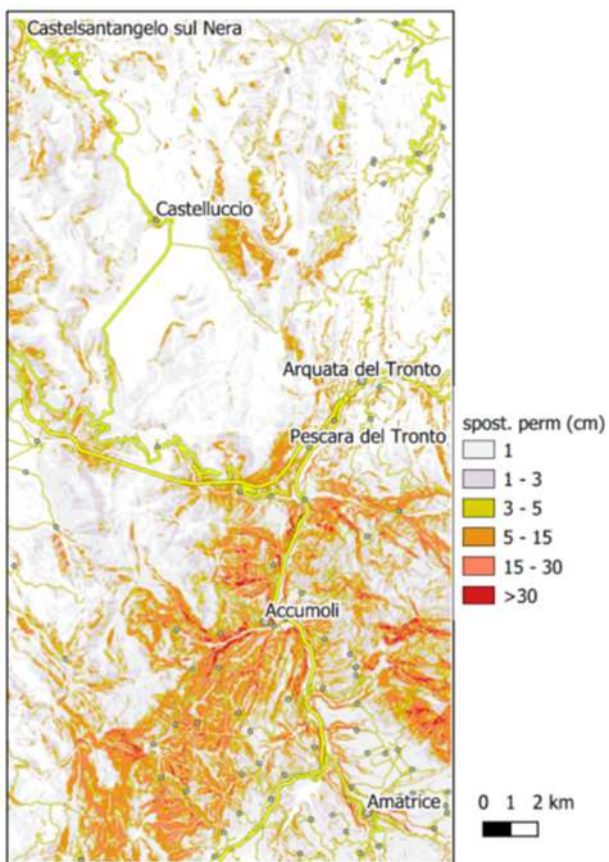
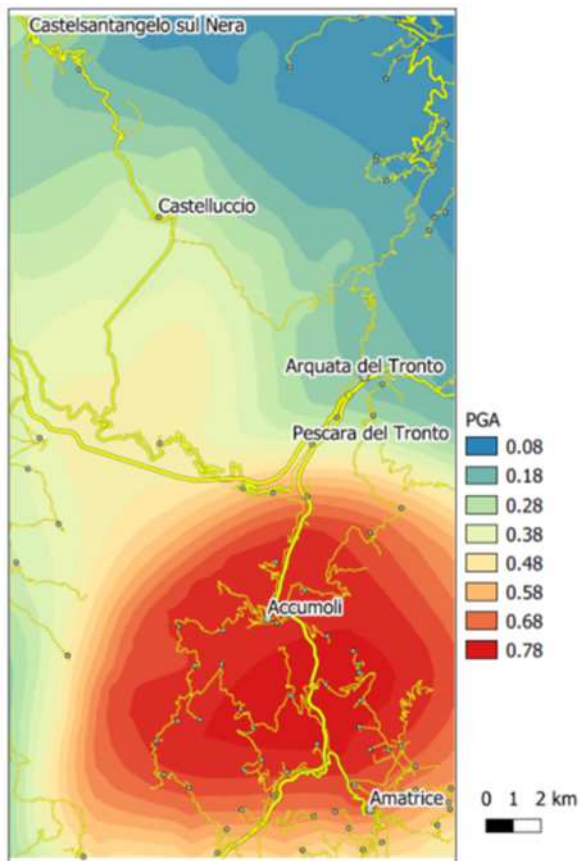


Figura 115 Evento sismico del 24 agosto: a) mappa PGA, b) mappa spostamenti Madia, c) mappa spostamenti Simonelli e Fortunato

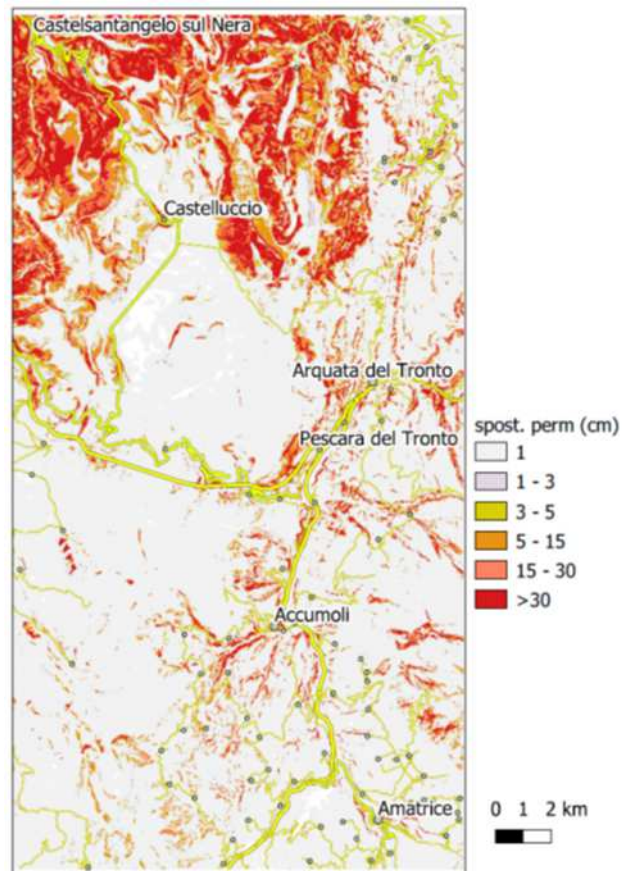
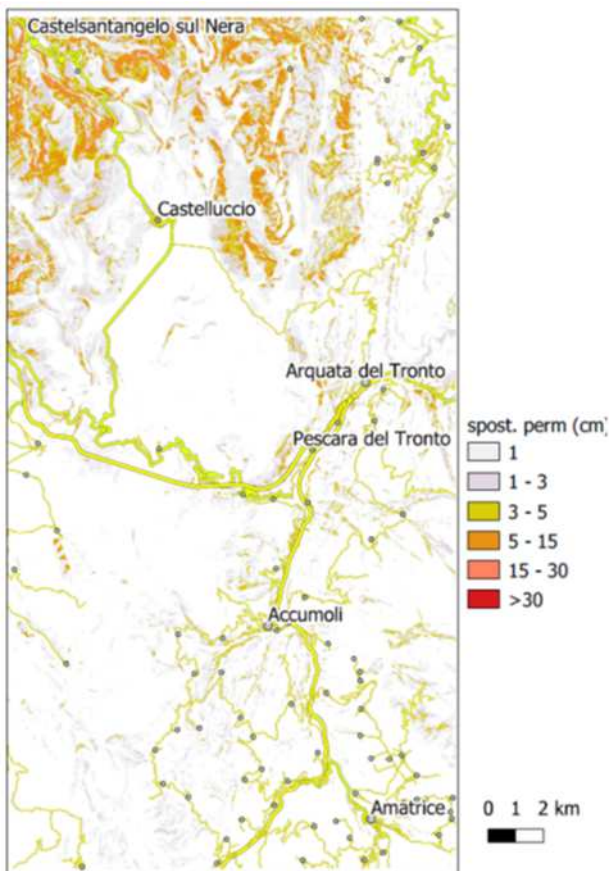
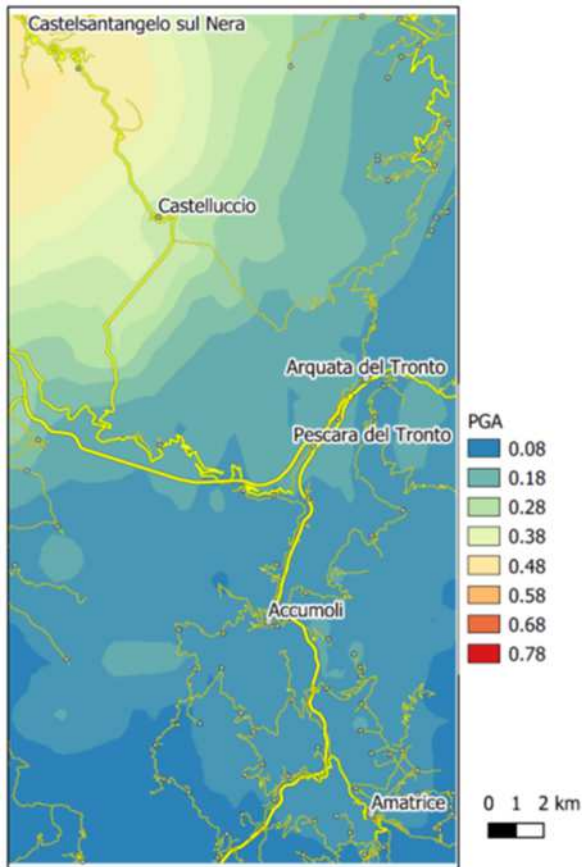


Figura 116 Evento sismico del 26 ottobre: a) mappa PGA, b) mappa spostamenti Madia, c) mappa spostamenti Simonelli e Fortunato

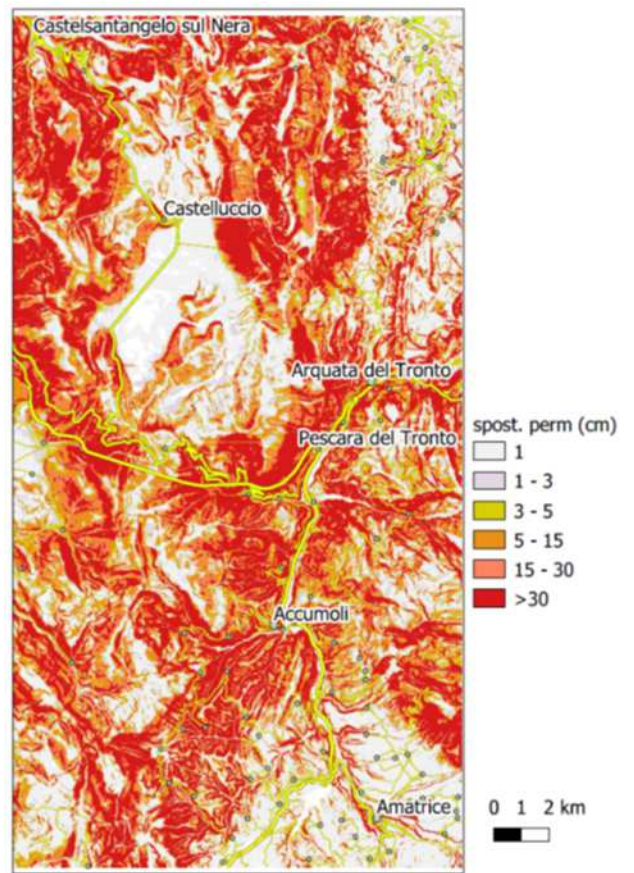
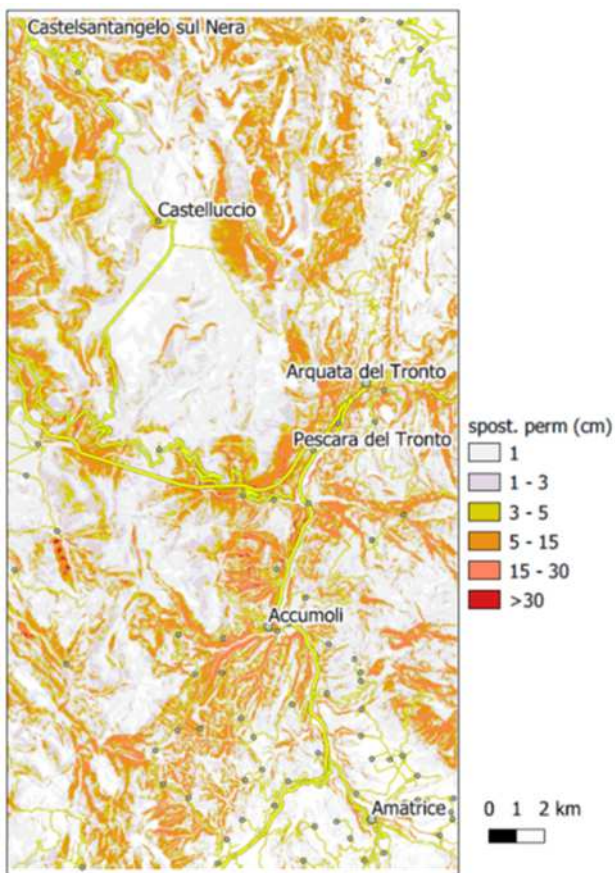
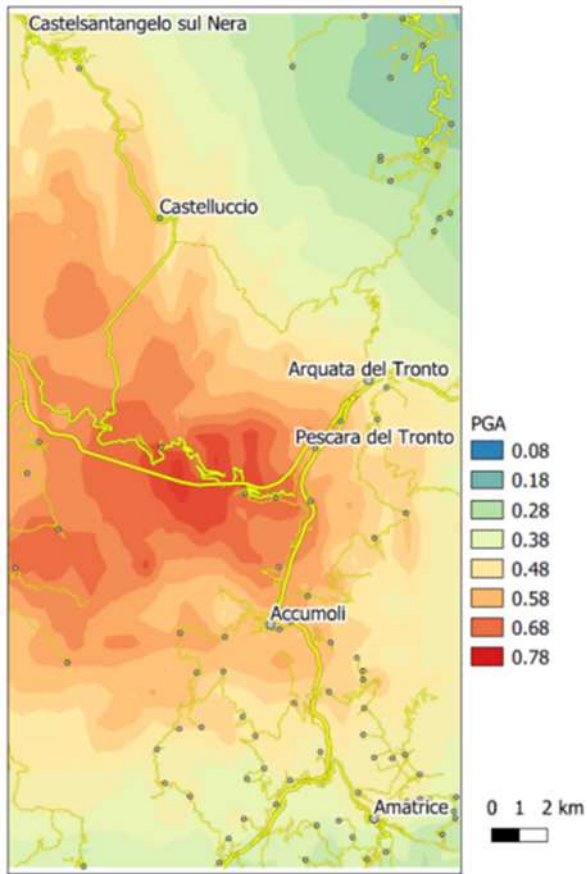
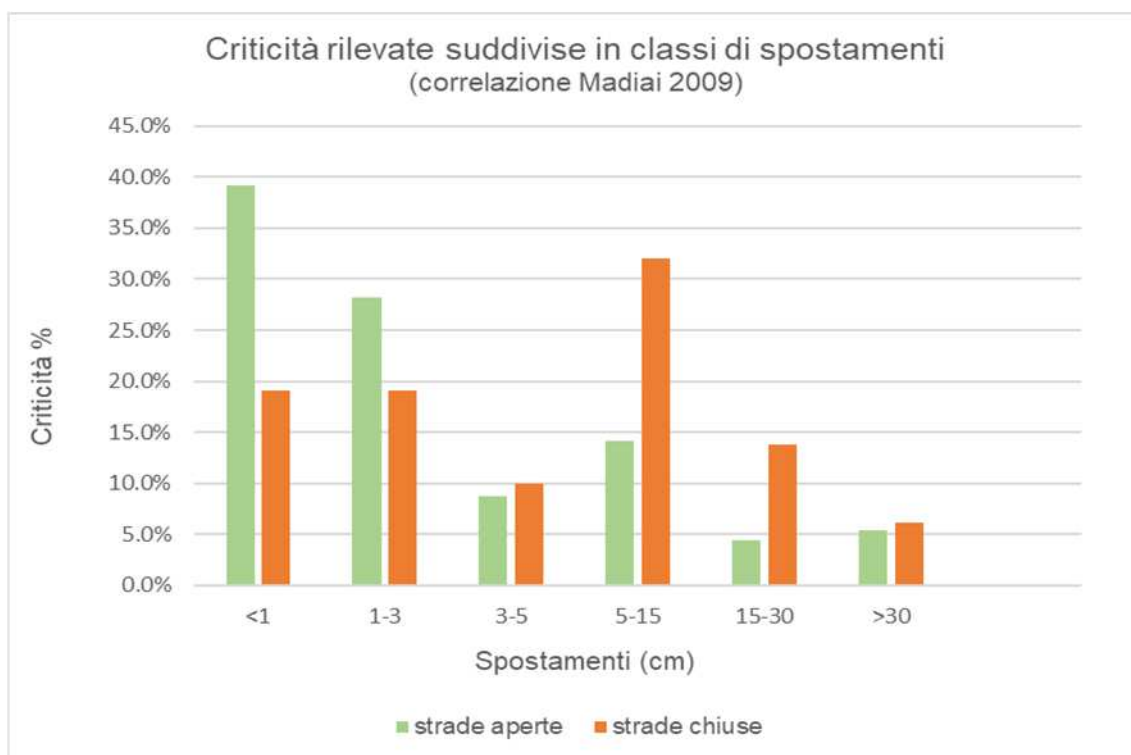


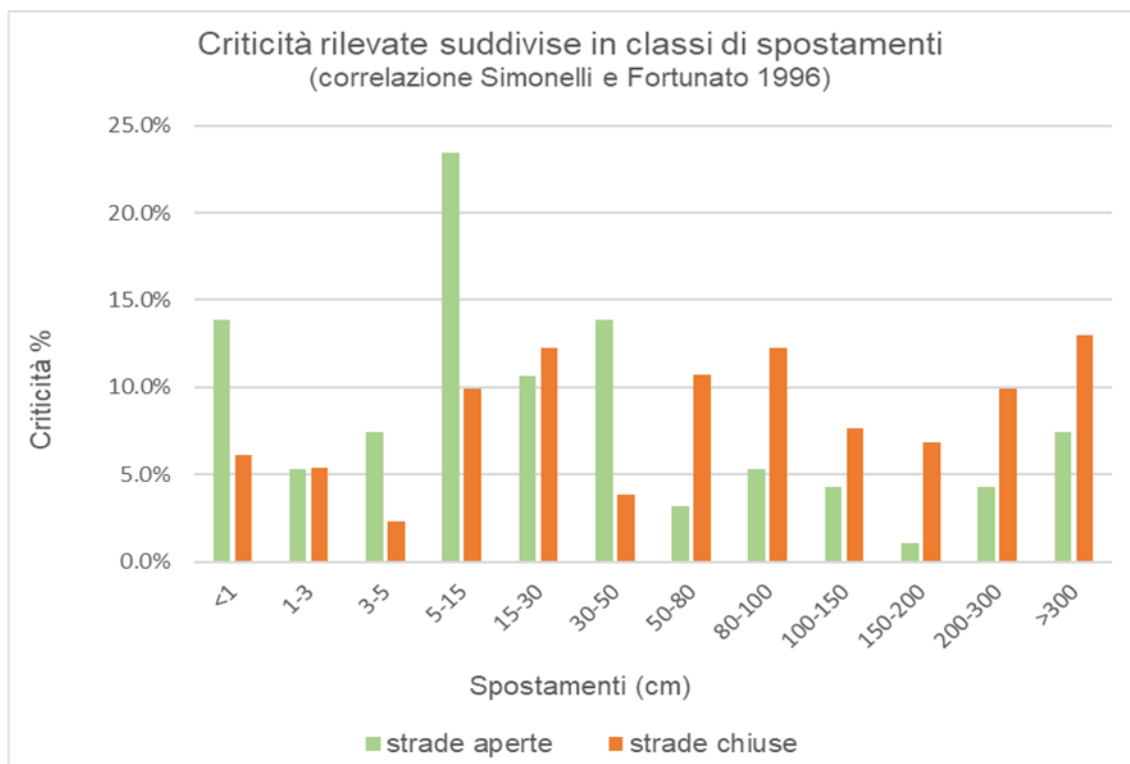
Figura 117 Evento sismico del 30 ottobre: a) mappa PGA, b) mappa spostamenti Madia, c) mappa spostamenti Simonelli e Fortunato

La definizione dei modelli di fragilità è stata effettuata attraverso una back analysis sui dati delle criticità rilevate dal Soggetto Attuatore nell'area di studio. In particolare dalle criticità rilevate dal Soggetto Attuatore e descritte nel capitolo 5 sono state selezionate quelle ricadenti nell'area di studio, escludendo tutte quelle criticità relative alla caduta massi, che sono state trattate separatamente, e quelle che hanno interessato le gallerie. Il campione così selezionato è stato suddiviso tra criticità che hanno comportato la chiusura o limitazione (livello di danneggiamento moderato o esteso) e criticità che hanno consentito di mantenere la strada in funzione (livello di danneggiamento lieve). Ad ogni criticità georiferita attraverso un algoritmo SAGA – QGIS è stato attribuito lo spostamento indotto dal sisma con le due correlazioni sopra citate. Non essendoci nel database del Soggetto Attuatore la distinzione del danneggiamento per evento sismico in quanto alcuni dei rilievi sono stati eseguiti a valle dei tre eventi sismici principali, per ogni punto di criticità lo spostamento è stato calcolato come somma degli spostamenti relativi agli eventi del 24 agosto, 26 ottobre e 30 ottobre. I risultati dell'analisi sopra descritta sono riportati nei grafici di figura 118 e 119, dai quali si evince che le criticità che hanno comportato la chiusura della strada corrispondono a spostamenti più grandi.



strada aperta	media	5.6
	dev.st.	10.93
strada chiusa	media	9.10
	dev.st.	11.11

Figura 118 Criticità rilevate dal Soggetto Attuatore suddivise in classi di spostamenti calcolati con la correlazione Madiai (2009)



strada aperta	media	67.8
	dev.st.	120.57
strada chiusa	media	122.53
	dev.st.	137.01

Figura 119 Criticità rilevate dal Soggetto Attuatore suddivise in classi di spostamenti calcolati con la correlazione Simonelli e Fortunato (2009)

L'analisi svolta, pur rilevando una forte variabilità dei dati, consente di correlare il livello di danneggiamento (strada danneggiata e aperta e strada danneggiata e chiusa) con i valori di spostamento calcolati con le due distinte correlazioni adottate ovvero ha consentito di definire un modello di fragilità. Per costruire le curve di fragilità è stato fatto riferimento al metodo HAZUS con alcune modifiche e adattamenti al contesto di studio. Il metodo HAZUS prevede, per le strade, tre livelli di danneggiamento distinguendo due tipologie di strade: strade principali e strade urbane e secondarie. In questo lavoro si è deciso di definire solo due livelli di danneggiamento: un danno lieve che non comporta la chiusura della strada e un danno grave che comporta limitazioni o chiusura della strada, in modo da tarare il modello di fragilità sulla base della back analysis svolta. Pur rilevando che i valori di spostamento stimati con le due citate correlazioni risultano molto differenti e molto dispersi, in entrambi i casi si riscontra la medesima proporzionalità tra valor medio del livello di danno lieve e valor medio del livello di danno grave. Tale proporzionalità risulta in linea con quelle del metodo HAZUS in cui, il valor medio del livello di danno moderate risulta doppio rispetto al valore medio del livello di danno light/minor e pari alla metà del valor medio corrispondente al livello di danno extensive/complete. Quindi per il calcolo della probabilità di interruzione dei singoli elementi

stradali, riportato nei successivi paragrafi, sono stati eseguiti due distinte simulazioni che utilizzano i due modelli di fragilità corrispondenti alle due correlazioni utilizzate per la stima degli spostamenti permanenti. I parametri necessari per la costruzione delle curve di fragilità ovvero valor medio e deviazione standard dello spostamento permanente atteso, sono riportati nella tabella 35.

Parametri del modello di fragilità ottenuto stimando gli spostamenti con la correlazione Madiai (2009)			
Livello di danno		lieve	grave
Spostamento	Media (cm)	5	10
	Varianza (cm)	1.5	1.5
Parametri del modello di fragilità ottenuto stimando gli spostamenti con la correlazione Simonelli e Fortunato (1996)			
Livello di danno		lieve	grave
Spostamento	Media (cm)	60	120
	Varianza (cm)	1.5	1.5

Tabella 35 parametri per il calcolo delle curve di fragilità degli elementi stradali

6.3 Crolli in roccia

6.3.1 Analisi dei crolli di roccia accaduti durante gli eventi sismici 2016

Nell'ambito degli spostamenti permanenti indotti dal sisma, una attenzione particolare va posta nei confronti dei distacchi di rocce dalle pareti rocciose. In questo caso infatti anche piccoli spostamenti possono provocare il distacco di materiale. In tal caso il distacco avviene nella condizione in cui la disposizione delle linee di discontinuità è tale da creare una situazione di cuneo a franapoggio in cui anche una piccola sollecitazione ne può attivare. Per valutare le differenze rispetto a quanto riportato nel paragrafo precedente sono stati analizzati i dati dei crolli in roccia avvenuti nell'area del centro Italia raccolti dal Centro di Ricerca Previsione, Prevenzione e Controllo dei Rischi Geologici della Sapienza (CERI) che ha messo a disposizione sul proprio sito internet i dati dei rilievi effettuati subito dopo le principali scosse della sequenza sismica del 2016. e messi a disposizione dal CERI. A partire dalle prime ore dopo il sisma di Amatrice il Gruppo di Lavoro del Centro di Ricerca per i Rischi Geologici CERI di Sapienza Università di Roma ha rilevato sul posto gli effetti sismoindotti. Sono stati rilevati più di un centinaio di frane prevalentemente in roccia. Questi eventi comprendono perlopiù scorrimenti e crolli di blocchi che sono distribuiti in una vasta area, fino a circa 40 km di distanza dall'epicentro del mainshock, compresa tra le città di Ascoli Piceno, Teramo, Norcia e Rieti. Alcuni di questi eventi hanno coinvolto infrastrutture viarie. I dati rilevati sono stati resi consultabili in una sezione dedicata del Webgis del Catalogo degli Effetti Deformativi Indotti da Terremoti (CEDIT) in Italia (Martino et alii, 2014), gestito dal CERI. Inoltre sono stati resi disponibili, in formato .kmz e .shp, la geolocalizzazione (sistema di riferimento cartografico in

coordinate geografiche WGS84) degli effetti censiti, classificati in base al livello di interazione con la rete infrastrutturale. Anche dopo le scosse del 26 Ottobre 2016 e del 30 ottobre 2016 sono stati rilevati gli effetti sismoindotti e sono stati resi disponibili nella stessa modalità. I database resi disponibili dal CEDIT sono stati elaborati al fine di individuare una correlazione tra rapporto accelerazione critica accelerazione massima e attivazione del crollo. Sono stati analizzati i 111 eventi di dissesto verificatesi nell'area di studio a seguito della prima scossa di Amatrice del 24 agosto e i 196 eventi di dissesto verificatesi nell'area di studio a seguito della scossa di Norcia del 30 ottobre. Non è stata presa in considerazione la scossa di Visso del 26 ottobre in quanto ricadevano nell'area di studio soltanto due eventi. Nella figura 120 sono stati rappresentati tutti gli eventi di dissesto del databe CEDIT, per un totale di 309 eventi, ricadenti nell'area di studio rappresentati sul DTM e sulla mappa dell'accelerazione critica. Nella figura 121 sono stati rappresentati gli eventi accaduti a seguito della scossa del 24 agosto riportati sulla mappa del rapporto tra accelerazione critica e PGA del 24 agosro ricavata dalle shake map elaborate dall'INGV Nella figura 122 sono stati rappresentati gli eventi accaduti a seguito della scossa del 30 ottobre sempre sulla mappa rappresentate il rapporto tra accelerazione critica e PGA del 30 ottobre ricavata dalle shake map elaborate dall'INGV. Come era prevedibile tutti gli eventi di dissesto sono localizzati nelle aree dove l'accelerazione critica del versante assume valori bassi dell'ordine di 10^{-2} , 10^{-1} .

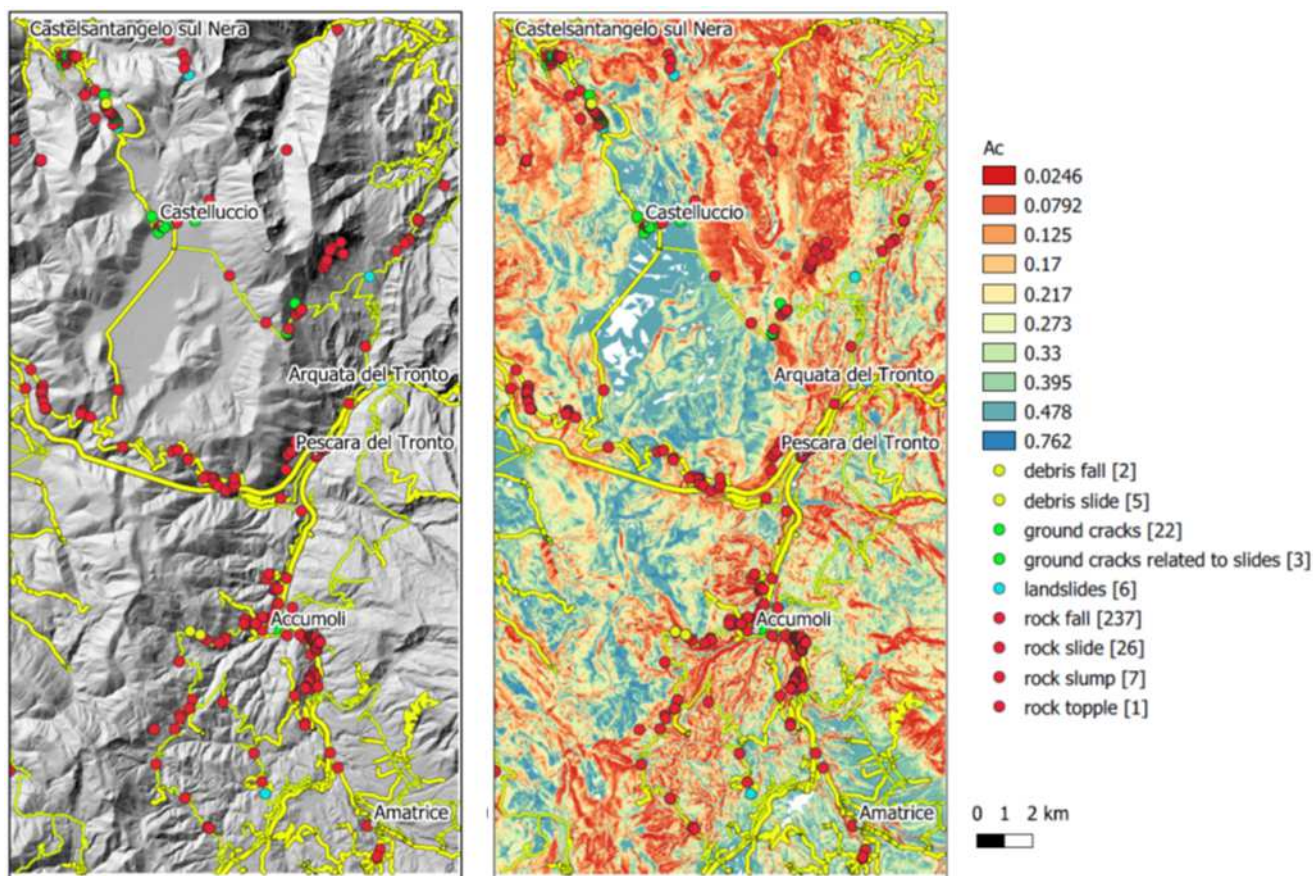


Figura 120 Eventi di dissesto ricadenti nell'area di studio riportati su DTM e sulla mappa dell'accelerazione critica (eventi del database CEDIT)

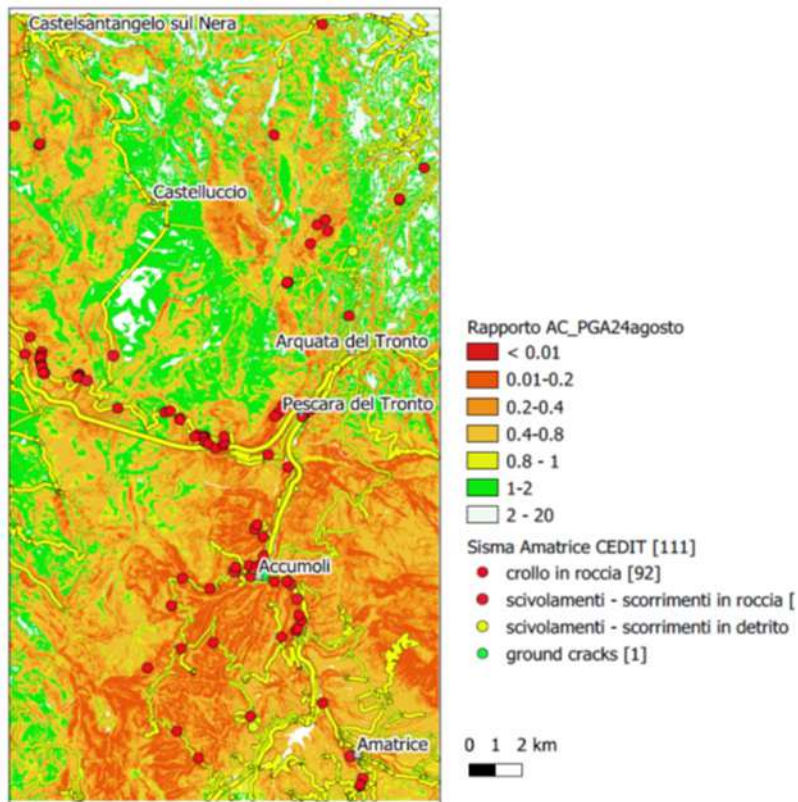


Figura 121 Eventi di dissesto (fonte CEDIT) relativi alla scossa del 24 agosto rappresentati sulla mappa del rapporto tra accelerazione critica e PGA 24 agosto (fonte INGV)

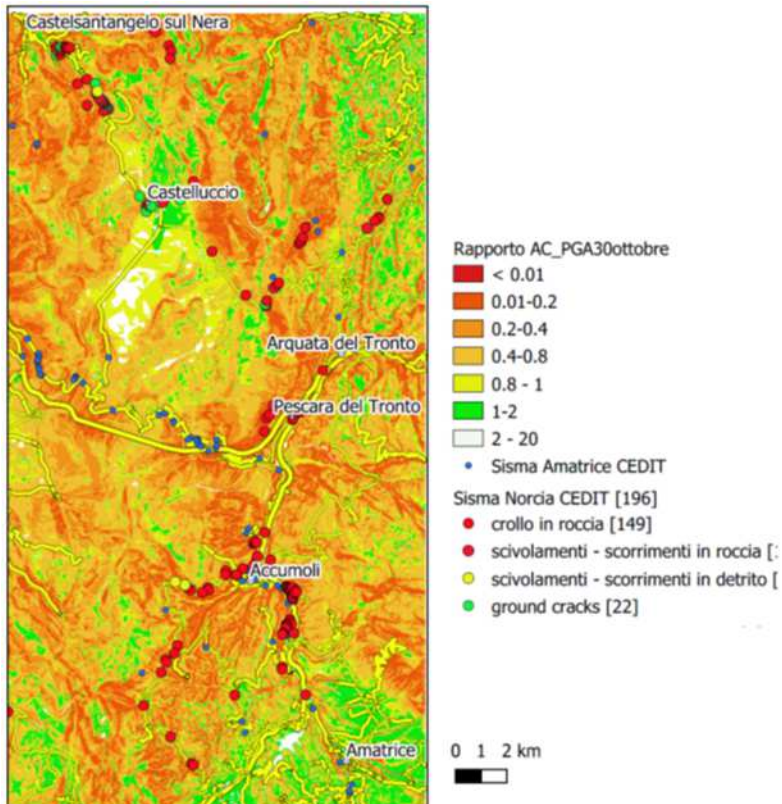


Figura 122 Eventi di dissesto (fonte CEDIT) relativi alla scossa del 30 ottobre rappresentati sulla mappa del rapporto tra accelerazione critica e PGA 30 ottobre (fonte INGV)

Sono stati quindi calcolati gli istogrammi di frequenza per individuare una eventuale relazione tra rapporto $a_c/PGA_{24agosto}$ e crollo.

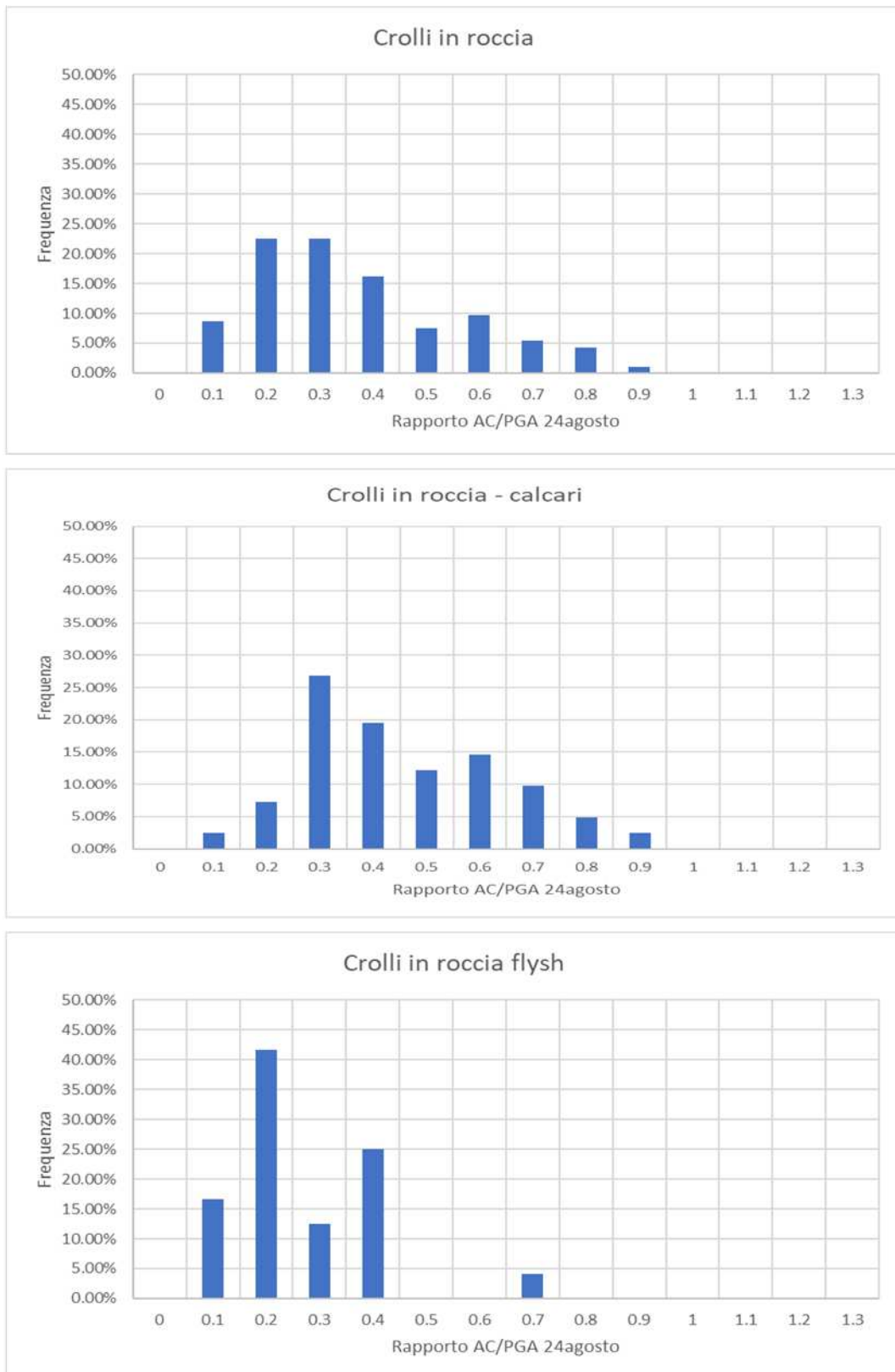


Figura 123 Istogrammi di frequenza crolli - rapporto Accelerazione critica / PGA 24 agosto

Tale relazione ha sempre una valenza indicativa in quanto come già detto il crollo negli ammassi in roccia dipende dalla disposizione delle discontinuità presenti nell'ammasso ovvero piani di giacitura piani di fratturazione. Come evidenziato dagli istogrammi riportati in figura 123 i crolli in roccia possono verificarsi anche per valori del rapporto a_c/a_{max} prossimi all'unità. Inoltre si evidenzia un diverso comportamento in funzione della diversa unità litologica. Negli istogrammi riportati in figura 123 si nota come nelle formazioni flyshoidi i crolli si esauriscono per valori di accelerazione più bassi, anche dell'ordine del 20-30% del valore di PGA mentre nelle formazioni calcaree. Un comportamento analogo si riscontra anche per i crolli conseguenti all'evento del 30 ottobre che sono stati diagrammati in figura 124.

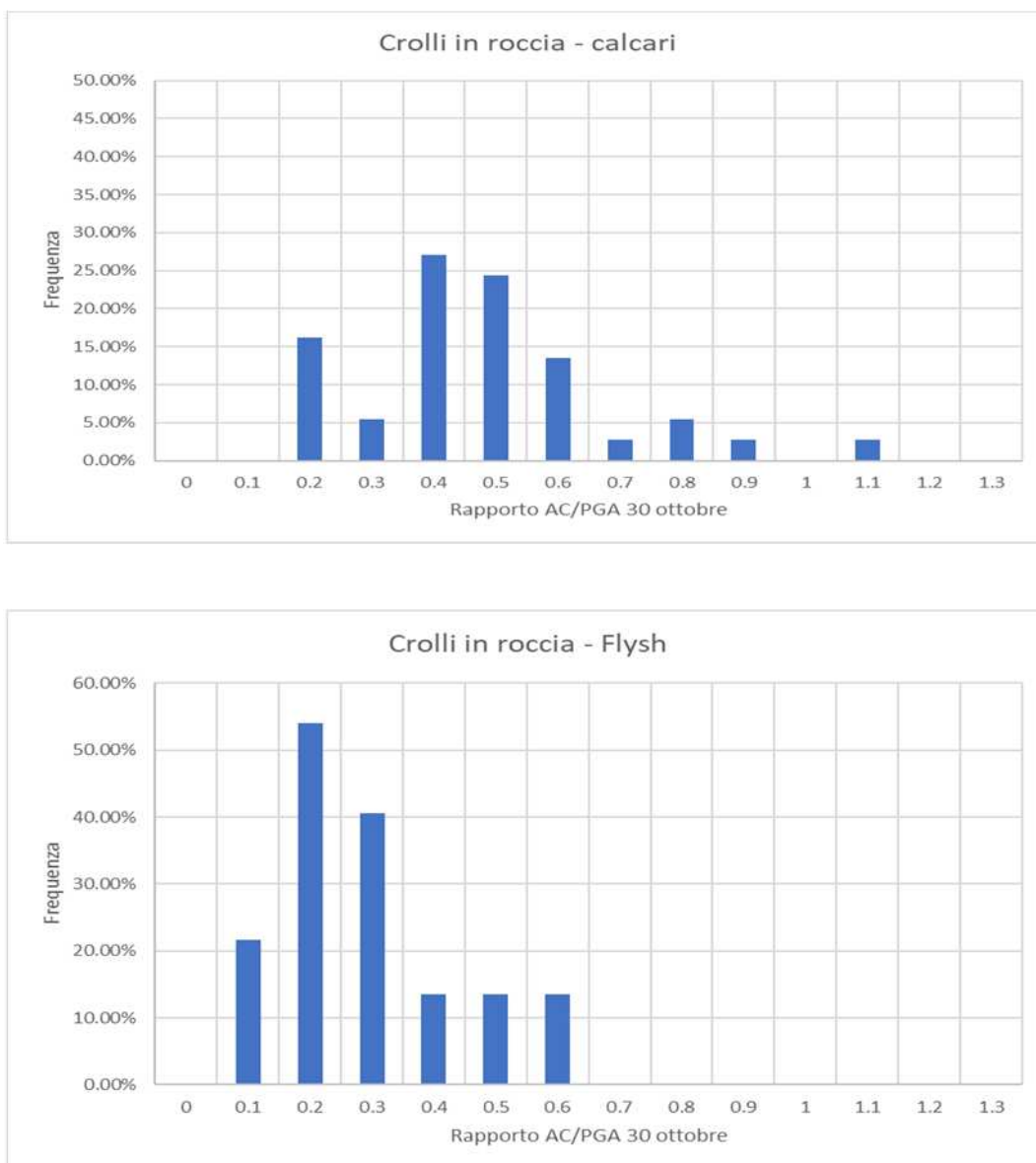


Figura 124 Istogrammi di frequenza crolli - rapporto Accelerazione critica / PGA 30 ottobre

Infine gli eventi di crollo sono stati diagrammati nel piano Pendenza – Rapporto Accelerazione critica PGA e i risultati sono riportati in figura 125.

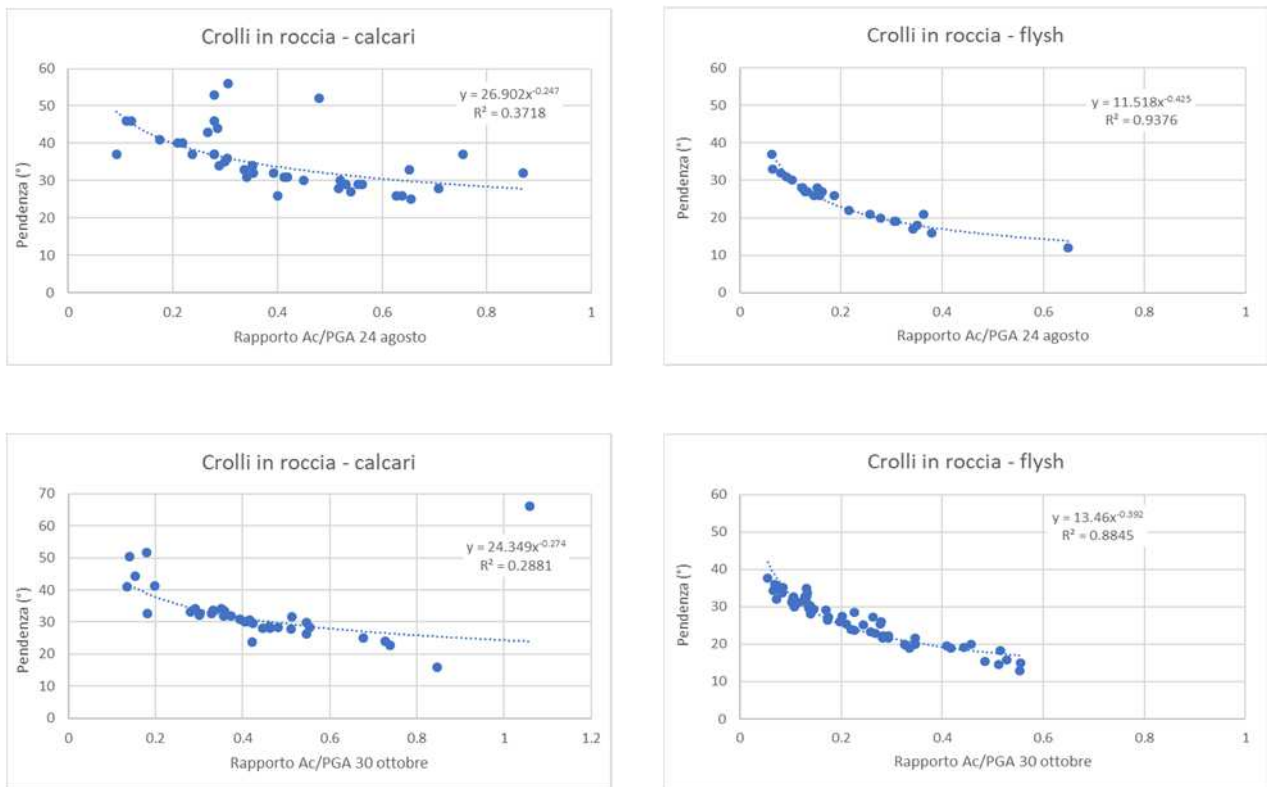


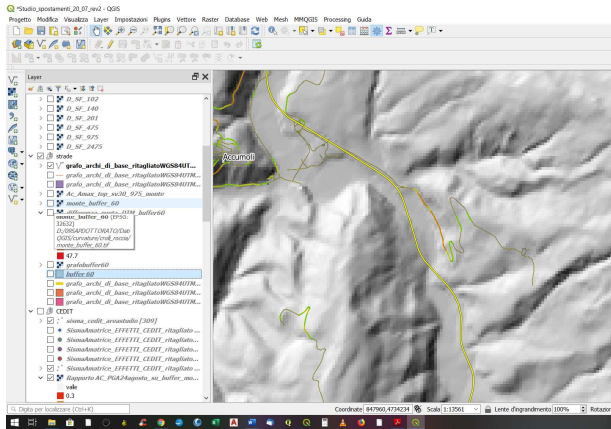
Figura 125 Eventi di crollo nel piano Pendenza – Rapporto Accelerazione critica / PGA

6.3.2 Modello per l'individuazione delle aree con pericolo di crollo

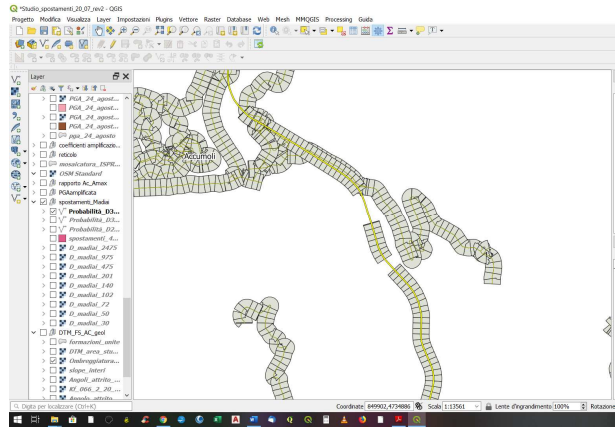
I crolli di materiale lapideo interferiscono con l'infrastruttura stradale in quanto creano una ostruzione della sede stradale. L'ostruzione può essere parziale o totale in funzione dell'entità del materiale che investe la sede stradale. La stima della quantità di materiale potenzialmente instabile richiede un'analisi di dettaglio a livello del singolo fronte e quindi appare difficile individuare metodologie semplificate che possano essere applicate a scala territoriale. Ciò che invece è possibile individuare a scala territoriali sono le aree con pericolo di crollo ovvero tutte le aree che si collocano a monte della piattaforma stradale e che presentano caratteristiche di propensità agli eventi di crollo. Nell'ambito del presente lavoro è stata elaborata una procedura da implementare in ambiente GIS per individuare i fronti rocciosi a pericolo crollo. Tale mappatura fornisce una indicazione preliminare delle aree potenzialmente ostruibili di cui tener conto nella valutazione della probabilità di interruzione dell'arco stradale. La procedura prevede seguenti le fasi di seguito descritte ed esemplificate nella figura 126:

1. Suddivisione della rete stradale in archi elementari che nel caso di studio presentano una lunghezza di circa 40 m e attribuzione della quota altimetrica ad ogni arco elementare, ad esclusione delle tratte in galleria ed in viadotto, attraverso l'algoritmo "Add raster values to features" di Saga - QGIS che assegna all'arco la quota terreno letta sul DTM;
2. Creazione di poligoni per ogni elemento stradale larghi 120 m attraverso un'operazione di buffer e attribuzione della quota del singolo elemento stradale a tutto il poligono

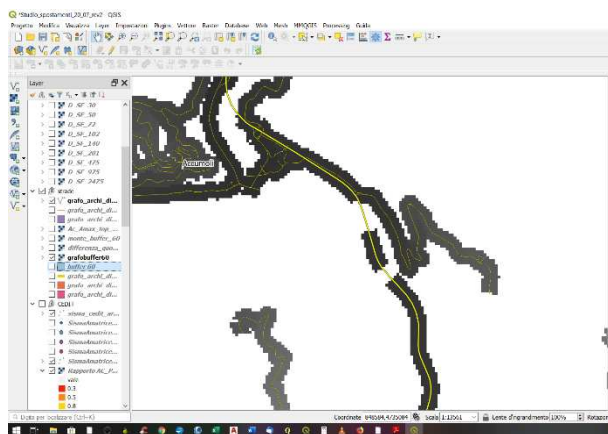
- rasterizzazione del nastro stradale largo 120 m così creato;
- Individuazione delle zone in elevazione o depresse rispetto all'asse stradale attraverso una operazione di map algebra tra il raster DTM e il raster del nastro stradale. Con tale operazione vengono individuate le aree di monte rispetto alla strada.



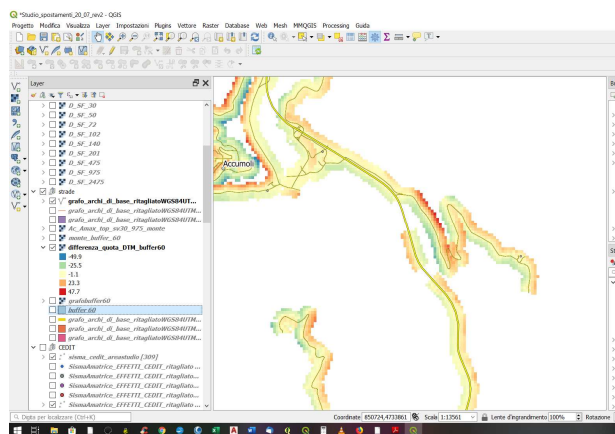
Fase 1 suddivisione rete stradale



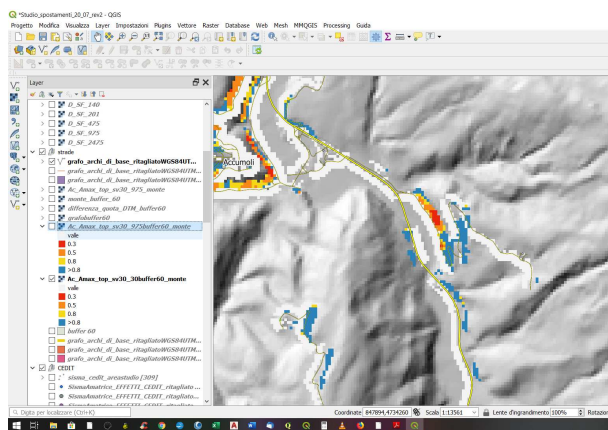
Fase 2 creazione poligoni



Fase 3 raster nastro stradale



Fase 4 zone in elevazione e depresse



Fase 5 mappa ac/amax per i diversi tempi di ritorno (per es. Tr 30 anni e Tr 975 anni)

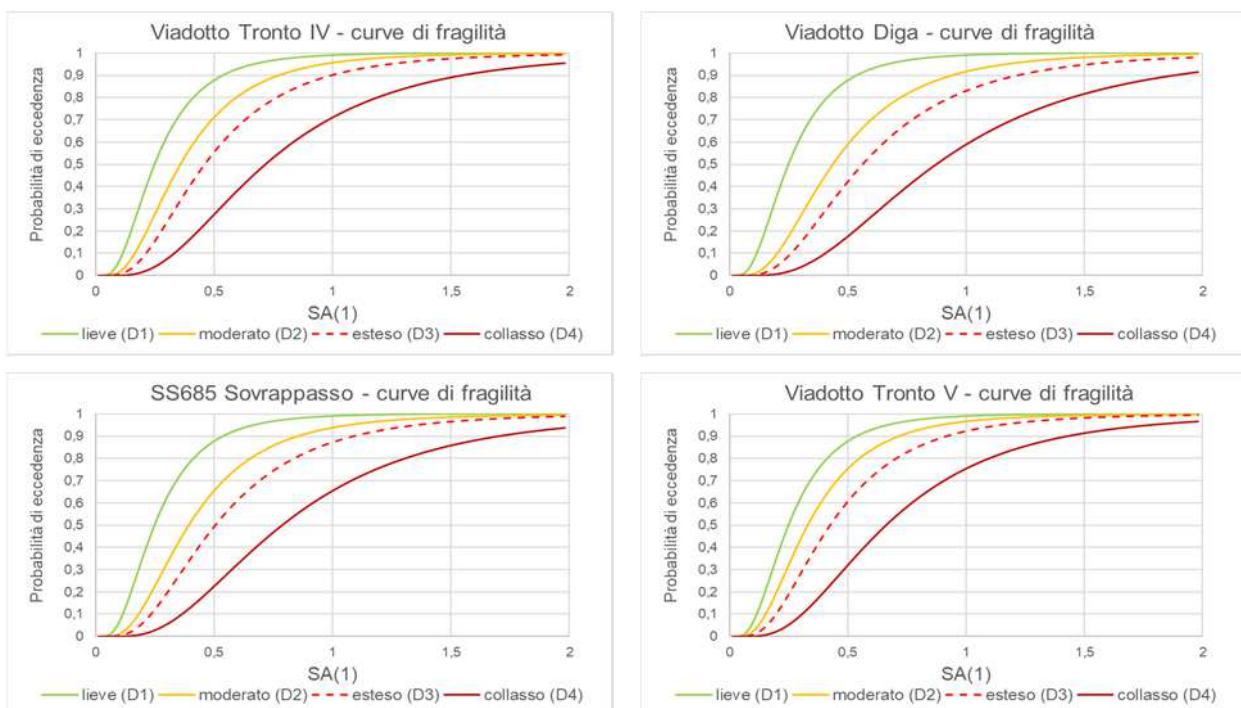
Figura 126 Esempificazione della procedura per l'individuazione delle aree con pericolo di crollo

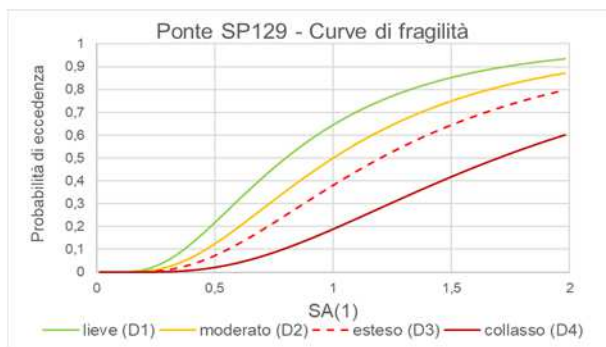
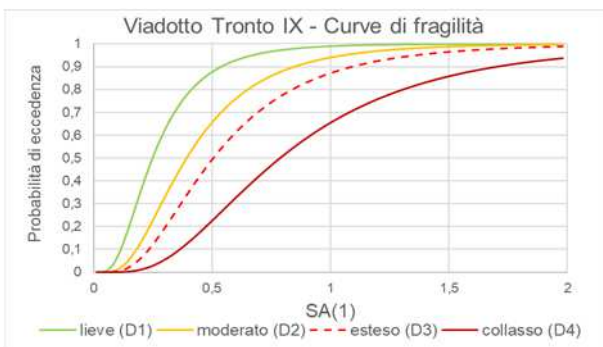
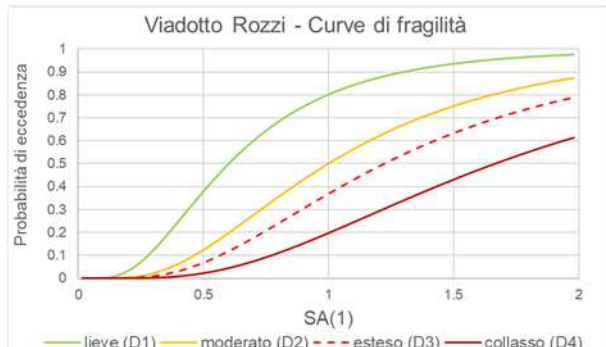
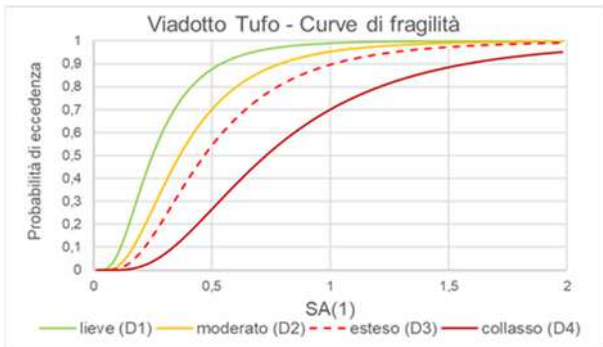
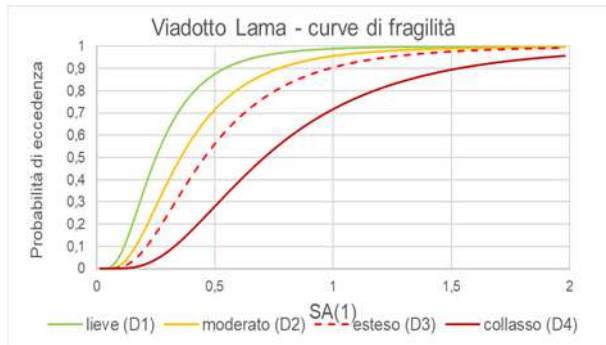
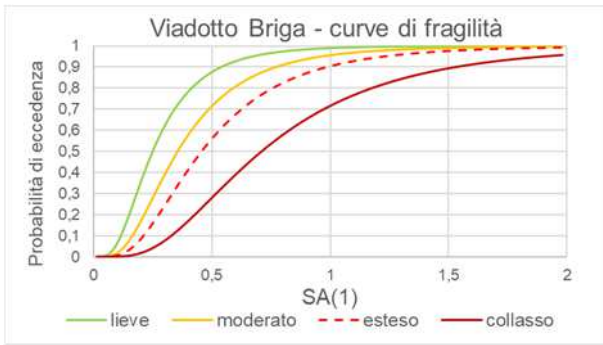
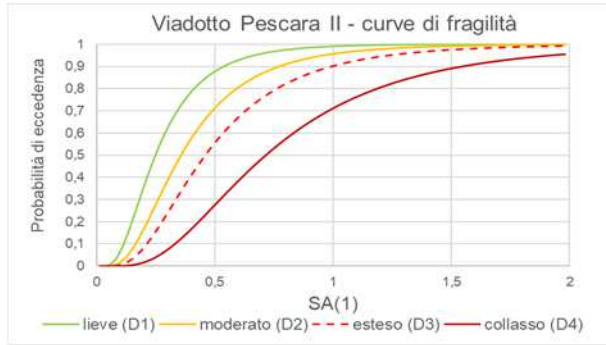
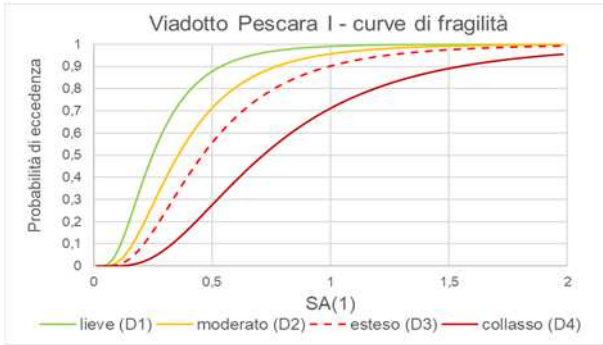
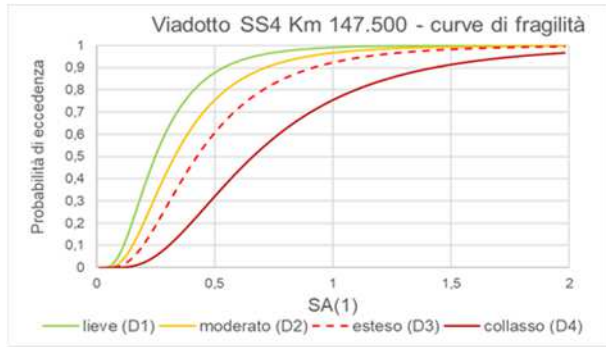
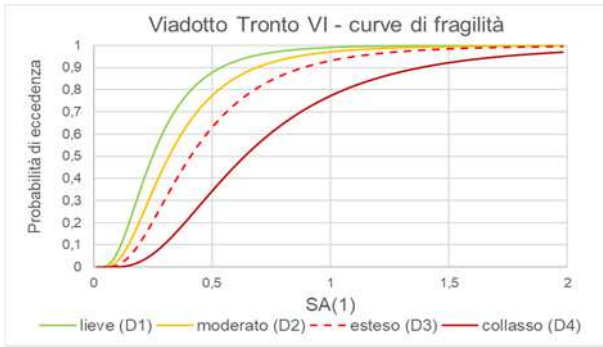
- Mappatura dei valori del rapporto a_c/a_{max} per tutte le aree di monte attraverso una operazione di map algebra tra il raster generato nella fase 5 e il raster del rapporto a_c/a_{max}

Nella figura 126 sono state riportate due stralci delle mappe dell'area di studio generate per eventi con tempo di ritorno di 30 anni e 975 e le aree di colore rosso individuano zone con valori del rapporto a_c/a_{max} minori di 0,3 le aree di colore arancione le aree con valori del rapporto a_c/a_{max} compresi tra 0,3 e 0,5 mentre le aree con colore giallo le aree con valori del rapporto a_c/a_{max} compresi tra 0,5 e 0,8 che come evidenziato dagli istogrammi di figura 123 e 124 rappresentano le aree a maggior livelli di pericolosità da crollo.

6.4 Modello di fragilità dei ponti e viadotti all'accelerazione sismica

La fragilità dei viadotti è stata valutata con il modello Risk-UE descritto al paragrafo 5.5.4. Per ogni ponte/viadotto del campione analizzato sono state reperite dalla documentazione fornita dal Soggetto Attuatore le caratteristiche geometriche e costruttive necessarie e definire la classe di appartenenza del singolo viadotto rispetto alla classificazione prevista dal modello Risk-UE. Il modello è stato applicato ad un campione di 20 viadotti e 4 ponti dislocati nell'area colpita dalla sequenza sismica del 2016 e le curve di fragilità per ogni opera sono riportate in figura 127. Per ogni in accordo al metodo Risk-UE sono state costruite quattro curve di fragilità corrispondenti ai quattro livelli di danno previsti nel suddetto metodo. Nei grafici di seguito riportati i livelli di danno del metodo RISK-Ue sono stati così ricodificati: complete - collasso (D4), extensive - esteso (D3), moderate - moderato (D2), slight minor – lieve (D1), none – nessun danno (D0).





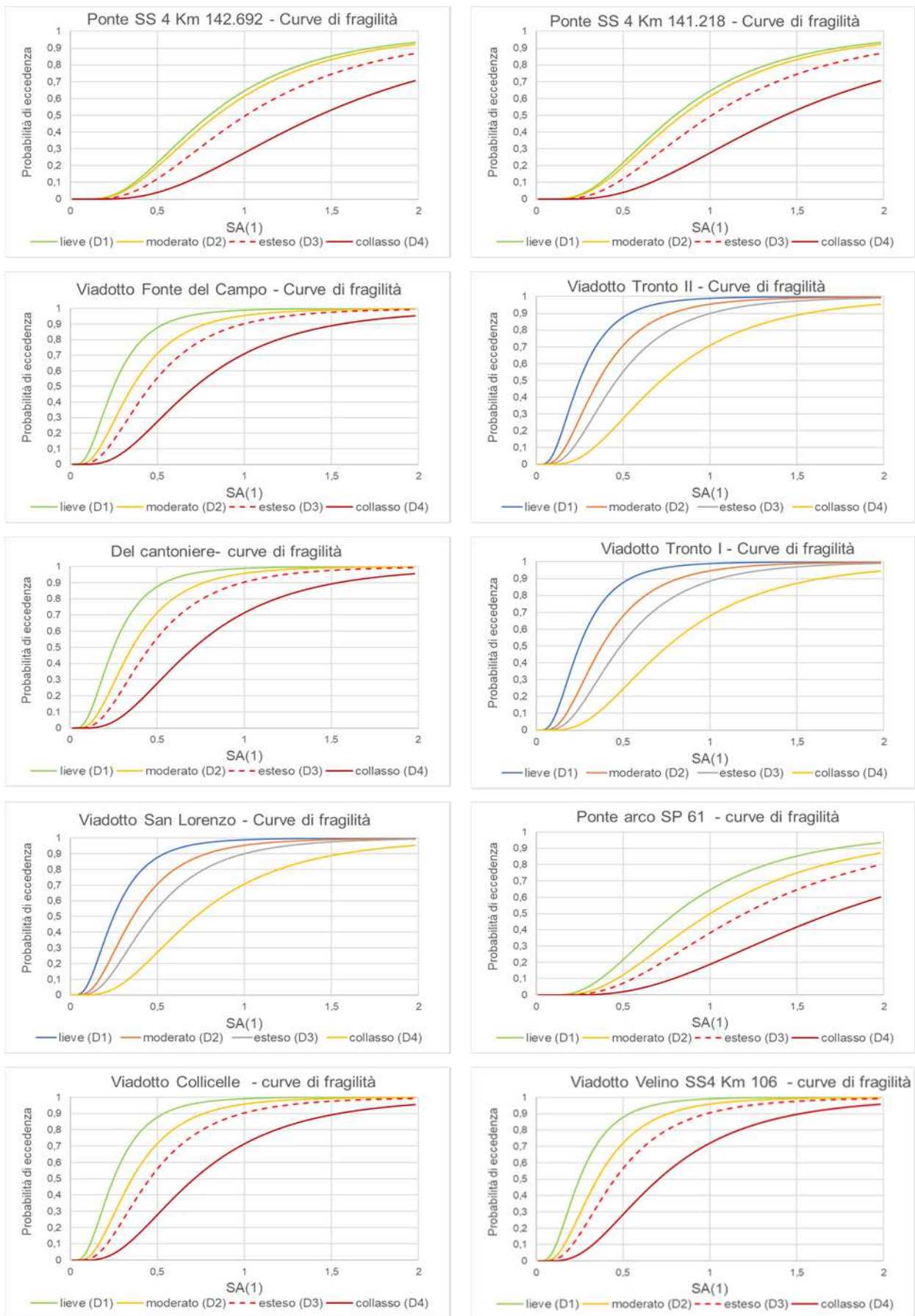
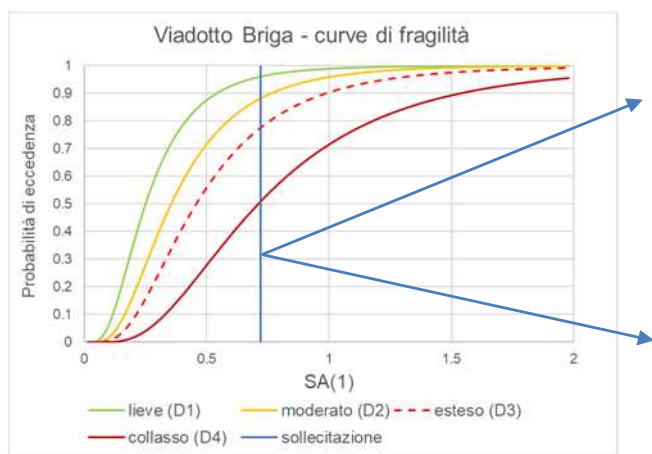


Figura 127 Curve di fragilità del campione di ponti e viadotti analizzati

Una volta costruite le curve di fragilità, per ogni ponte/viadotto è stata effettuata una back analysis per valutare l'applicabilità del modello. Per tale tipo di analisi è stato necessario acquisire l'informazione relativa alla sollecitazione sismica e allo stato di danneggiamento subito. La sollecitazione sismica in termini di accelerazione spettrale a 1 s è stata reperita dalle Shakemap fornite dall'INGV per le quattro scosse principali della sequenza sismica. Dal momento che non è stato possibile associare con precisione il danno ad una ben definita scossa attraverso la schedatura è stato scelto di considerare come sollecita quella massima tra le quattro maggiori scosse della sequenza sismica. Per quanto riguarda il livello di danneggiamento si è fatto riferimento alla schedatura effettuata dal Soggetto Attuatore.

$$P(D_i | SA_x)$$



$$P(D \geq D_i | SA_x)$$

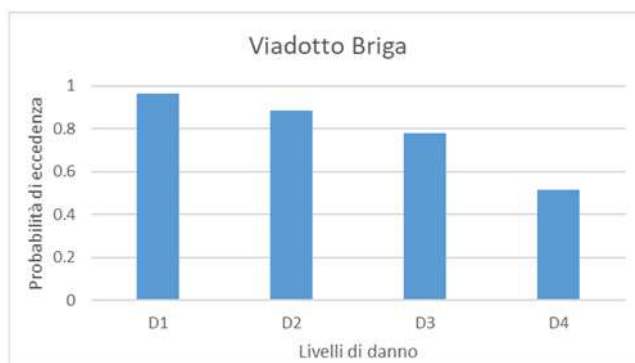


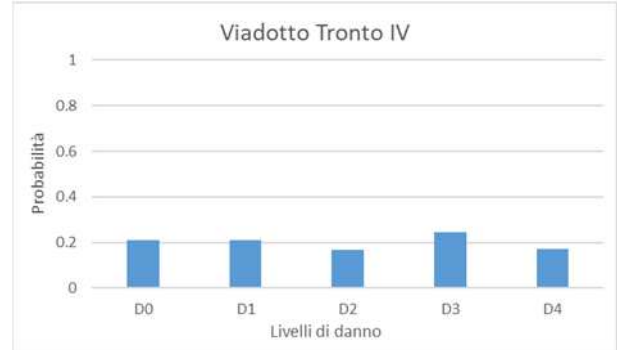
Figura 128 curve di fragilità e istogramma delle probabilità di eccedenza e probabilità di ogni livello di danno

Per ogni ponte/viadotto entrando sulle curve di fragilità con il valore di $Sa(1s)$ ricavato dalla shake map sono state calcolate le probabilità di eccedenza di ogni livello di danno e le probabilità corrispondente ad ognuno dei quattro livelli di danno previsti dal metodo Risk-UE così come esemplificato nella figura 128 ed i risultati sono stati riportati negli istogrammi di figura 129.

Viadotto Tronto IV

SA(1) max = 0,4

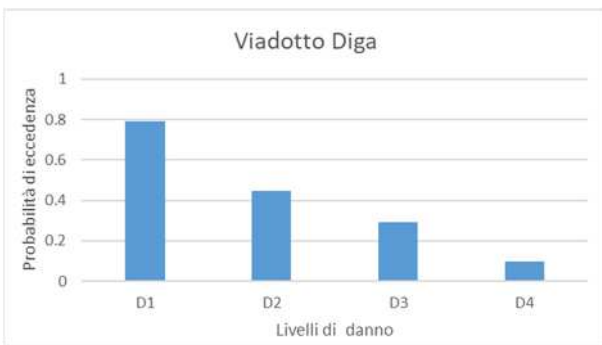
Livello di danno: D1



Viadotto Diga

SA(1) max = 0,4

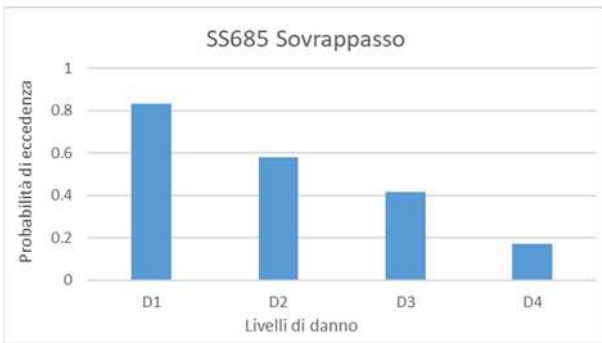
Livello di danno: D1



SS685 Sovrappasso

SA(1) max = 0,44

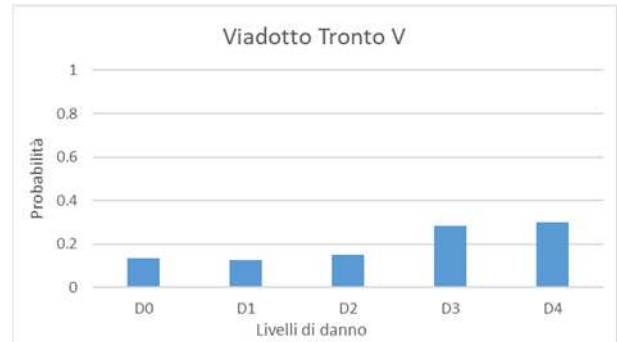
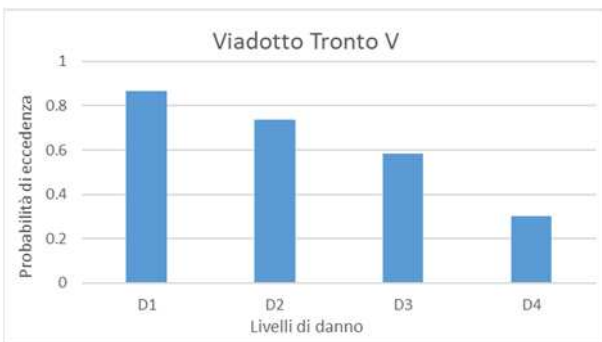
Livello di danno: D2



Viadotto Tronto V

SA(1) max = 0,48

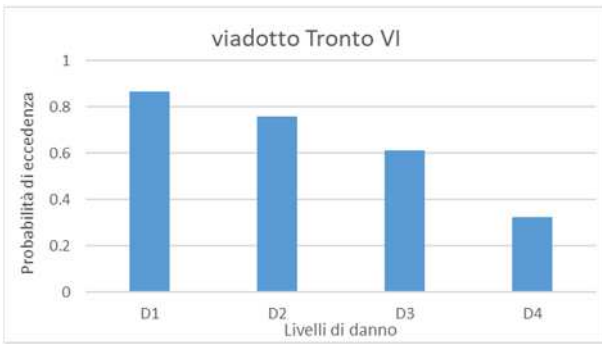
Livello di danno: D2



Viadotto Tronto VI

SA(1) max = 0,44

Livello di danno: D2



Viadotto SS4 Km 147.500

SA(1) max = 0,56

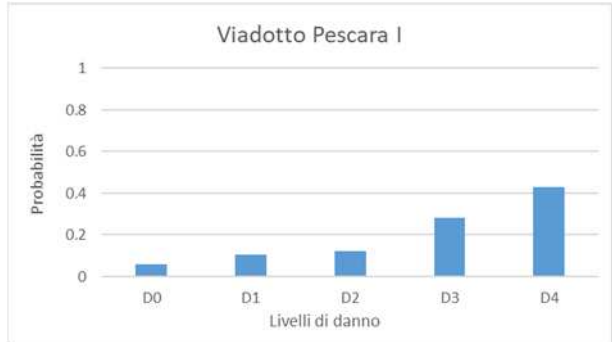
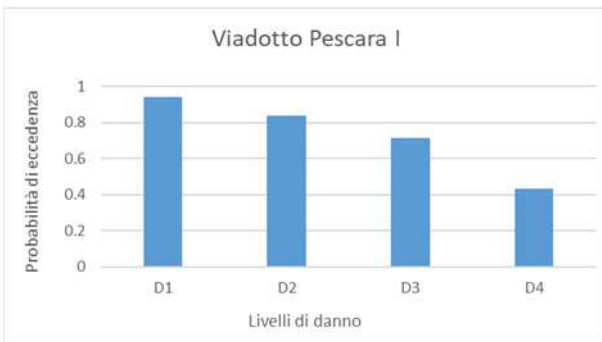
Livello di danno: D2



Viadotto Pescara I

SA(1) max = 0,64

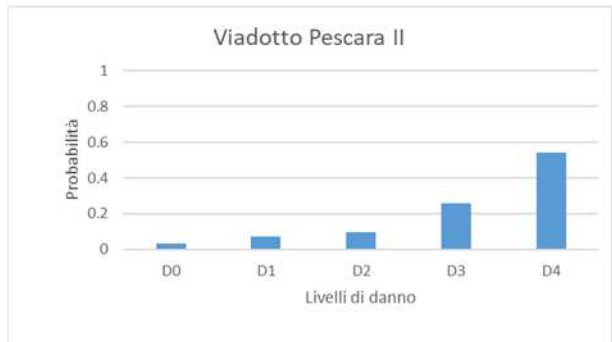
Livello di danno: D3



Viadotto Pescara II

SA(1) max = 0,7

Livello di danno: D3



Viadotto Briga

SA(1) max = 0,72

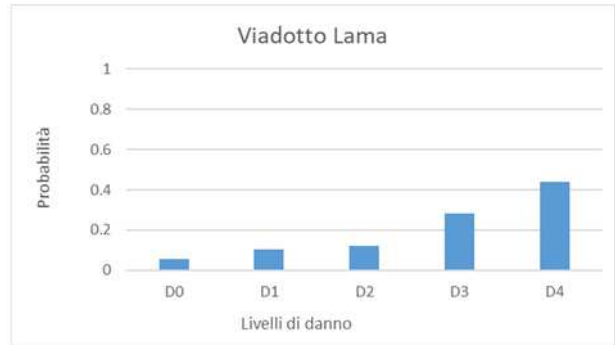
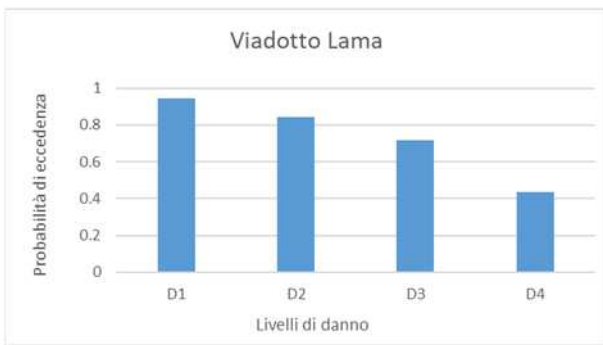
Livello di danno: D3



Viadotto Lama

SA(1) max = 0,64

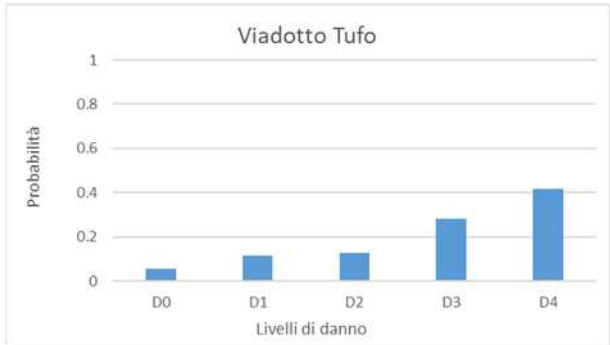
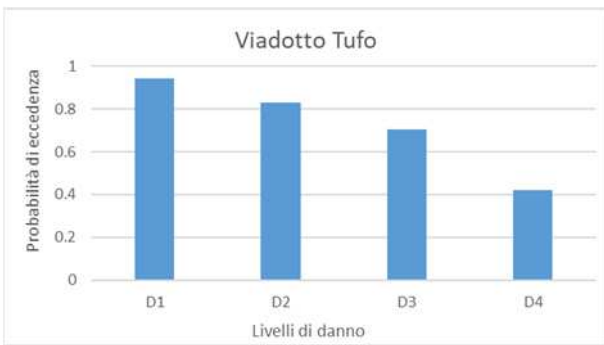
Livello di danno: D3



Viadotto Tufo

SA(1) max = 0,64

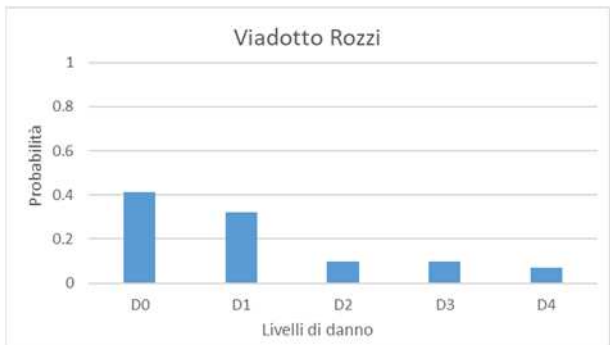
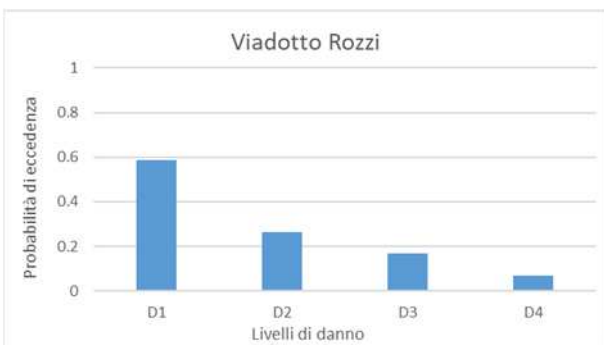
Livello di danno: D3



Viadotto Rozzi

SA(1) max = 0,68

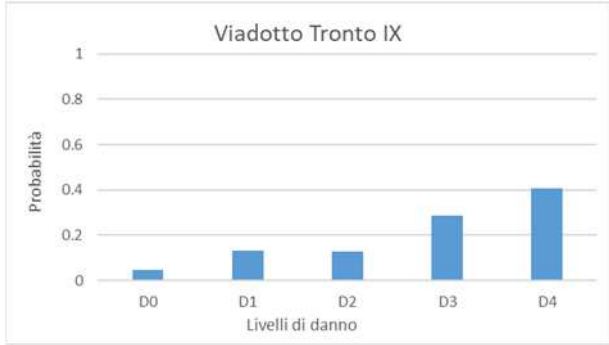
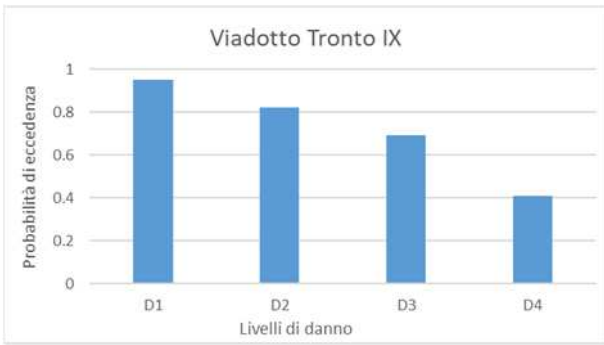
Livello di danno: D1



Viadotto Tronto IX

SA(1) max = 0,68

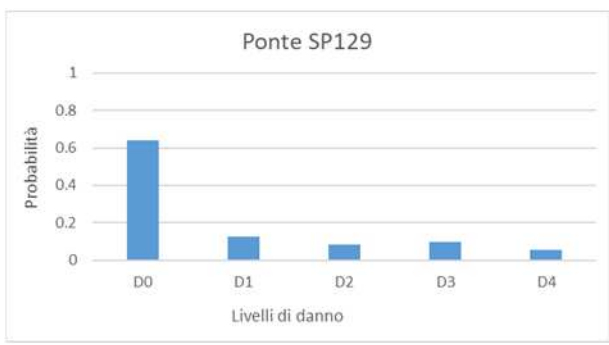
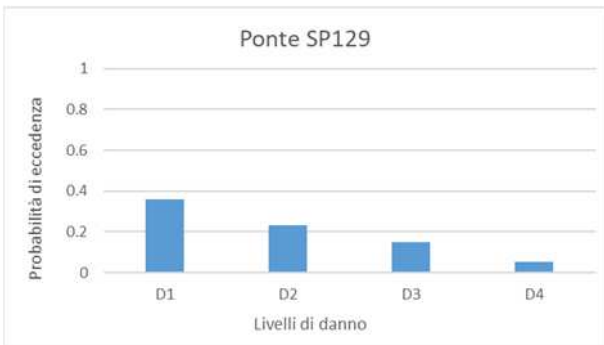
Livello di danno: D2



Ponte SP129

SA(1) max = 0,64

Livello di danno: D3



Ponte SS 4 Km 142.692

SA(1) max = 0,6

Livello di danno: D1



Ponte SS 4 Km 141.218

SA(1) max = 0,56

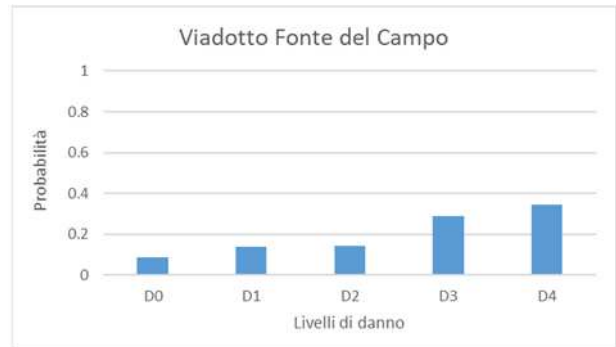
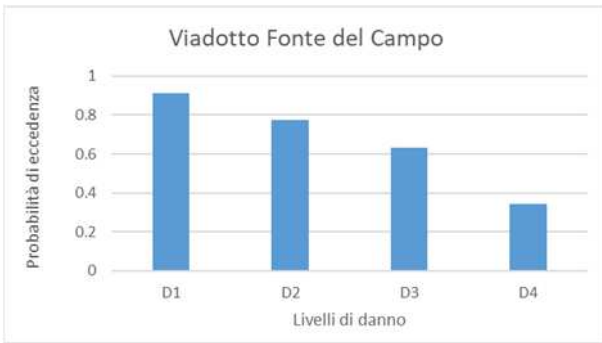
Livello di danno: D1



Viadotto Fonte del Campo

SA(1) max = 0,56

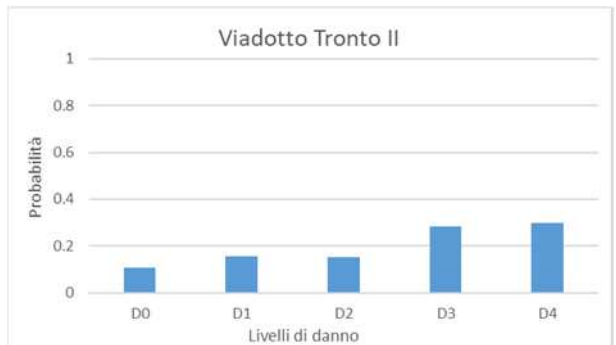
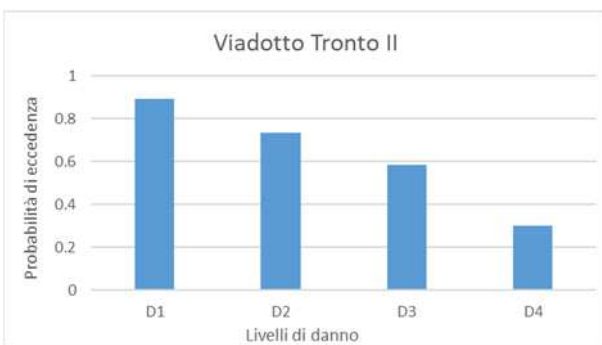
Livello di danno: D1



Viadotto Tronto II

SA(1) max = 0,52

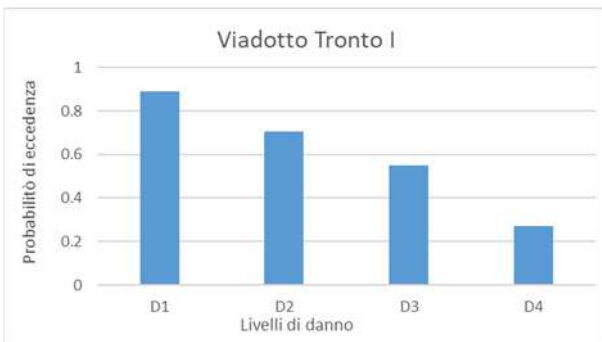
Livello di danno: D2



Viadotto Tronto I

SA(1) max = 0,52

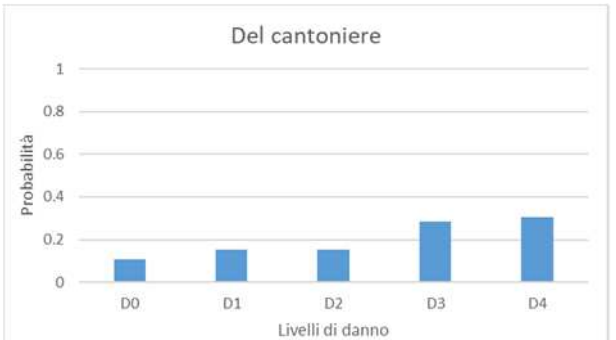
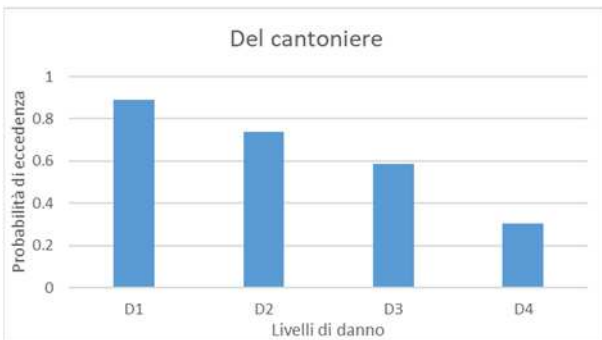
Livello di danno: D2



Viadotto Del Cantoniere

SA(1) max = 0,52

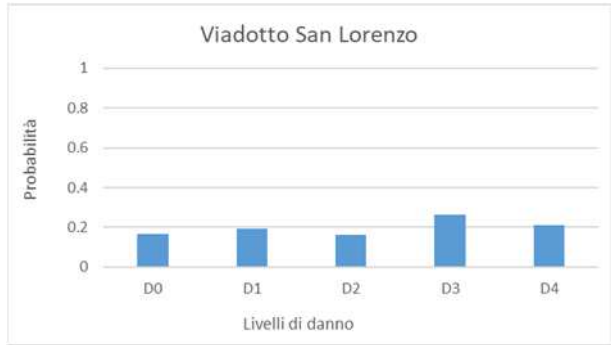
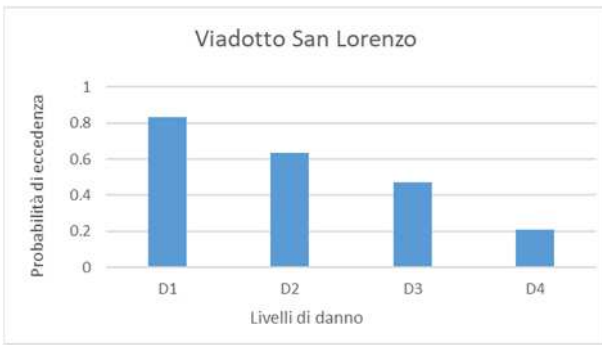
Livello di danno: D2



Viadotto San Lorenzo

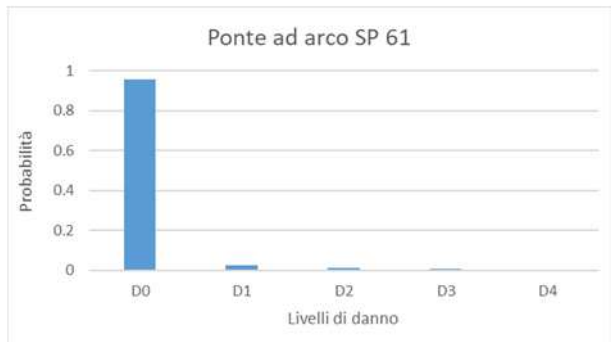
SA(1) max = 0,44

Livello di danno: D2

**Ponte ad arco SP61**

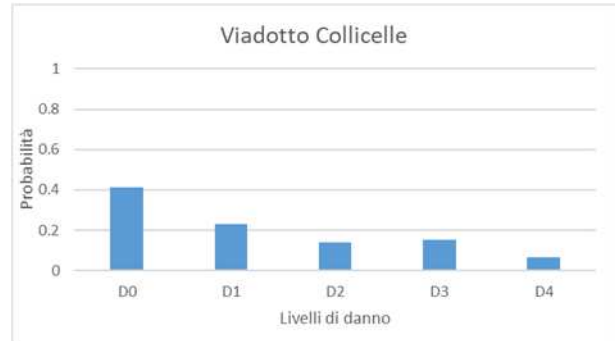
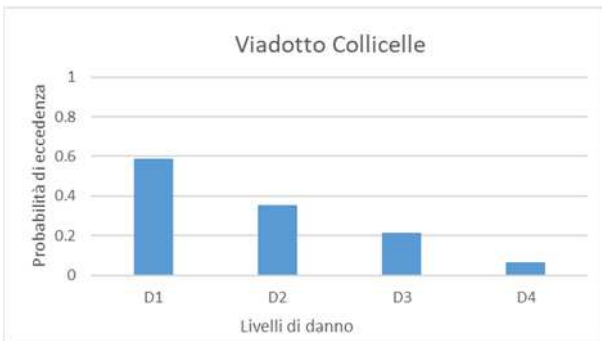
SA(1) max = 0,28

Livello di danno: D2

**Viadotto Collicelle**

SA(1) max = 0,28

Livello di danno: D0

**Viadotto Velino**

SA(1) max = 0,08

Livello di danno: D0

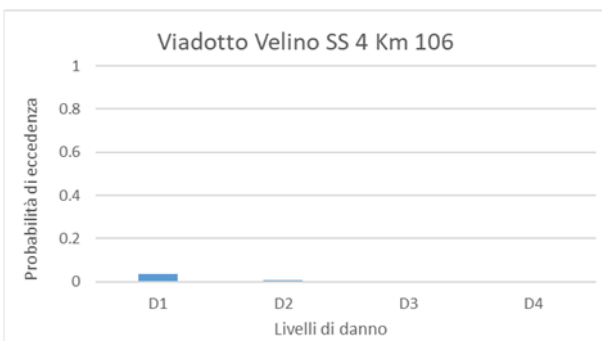


Figura 129 Istogrammi probabilità di eccedenza - livelli di danno e probabilità - livelli di danno - per il campione di ponti e viadotti analizzati

Nella tabella 36 sono riportati i risultati di sintesi dell'analisi svolta. Per ogni ponte/viadotto viene indicata la strada su cui è collocato, il numero di campate, la categoria di ponte secondo la classificazione Risk-UE, il livello di danno, la probabilità di avere un livello di danneggiamento maggiore o uguale al livello di danneggiamento subito $P(D \geq D_x)$ e la probabilità di eccedenza definita come $P_{ecc.} = P(D > D_x) + \frac{1}{2} * P(D = D_x)$ necessaria per effettuare un'analisi statistica del modello.

	Ponte/viadotto	Strada	N camp	Categoria RISK-UE	SA(1s) max	Livello Danno	$P(D \geq D_x)$	$P_{ecc.}$
1	Viadotto Tronto IV	SS4	11	7	0,4	D1	0.79	0,6845
2	Viadotto Diga	SS4	2	7	0,4	D1	0.79	0,619
3	Sovrappasso	SS4/SS685	3	3	0,44	D2	0.58	0,498
4	Viadotto Tronto V	SS4	3	7	0,44	D2	0.74	0,662
5	Viadotto Tronto VI	SS4	4	7	0,48	D2	0.76	0,6835
6	Viadotto Km147,500	SS4	3	7	0,56	D2	0.81	0,747
7	Viadotto Pescara I	SS685	17	3	0,64	D3	0.71	0,571
8	Viadotto Pescara II	SS685	12	3	0,76	D3	0.80	0,6725
9	Viadotto Briga	SS685	18	3	0,72	D3	0.78	0,647
10	Viadotto Lama	SS685	21	3	0,64	D3	0.72	0,5775
11	Viadotto Tufo	SS685	7	3	0,64	D3	0.70	0,561
12	Viadotto Rozzi	SS685	3	9	0,68	D1	0.59	0,33
13	Viadotto Tronto IX	SS4	3	7	0,68	D2	0.82	0,7575
14	Ponte ad arco SP 129	SP129	1	1	0,64	D3	0,15	0,1015
15	Ponte Km 142.692	SS4	1	1	0,6	D1	0.32	0,30655
16	Ponte Km 141.218	SS4	1	1	0,56	D1	0.28	0,26765
17	Viadotto Fonte del Campo	SS4	11	7	0,56	D2	0.77	0,7035
18	Viadotto Tronto 2	SS4	10	7	0,52	D2	0.74	0,66
19	Viadotto Tronto 1	SS4	4	7	0,52	D2	0.71	0,6275
20	Viadotto Del cantoniere	SS4	13	3	0,52	D2	0.74	0,66
21	Viadotto San Lorenzo	SS4	9	7	0,44	D2	0.64	0,554
22	Ponte arco SP 61	SP61	1	1	0,28	D2	0.018	0,01295
23	Viadotto Collicelle	SS4	16	7	0,44	D0	-	0,4715
24	Viadotto Velino	SS4	32	7	0,08	D0	-	0,518

Tabella 36 sintesi del campione di ponti e viadotti analizzati

Analisi statistica sul campione di viadotti analizzati

Premesso che il danno effettivamente misurato è l'effetto concreto della sollecitazione sulla infrastruttura attraverso i mediatori di sito, struttura e materiali, l'ipotesi statistica è che la differenza tra il valore di danno atteso (corrispondente alla distribuzione di danno ottenuta dal modello di fragilità applicato) e il valore di danno effettivamente misurato a seguito dell'evento sismico sia normalmente distribuita. Tale ipotesi statistica corrisponde ad una verifica campionaria sul modello di fragilità applicato al campione di strutture interessate dall'evento. Al fine di verificare l'ipotesi attraverso un approccio per logica esterna (senza considerare le peculiarità dei singoli casi campionari), si è proceduto alla analisi delle caratteristiche della distribuzione $P_{ecc.}$, Probabilità di

danno eccedente il valore effettivamente misurato a seguito dell'evento. Procedendo con tale approccio, la distribuzione dei casi selezionati ha evidenziato le caratteristiche riportate in tabella 37.

N	Validi	24	
	Mancanti	0	
Intervallo di confidenza per la media al 95%	Limite inferiore	,453820	
	Limite superiore	,620651	
Media		,537235	
Media 5% trim		,553403	
Mediana		,598250	
Varianza		,039	
Deviazione std.		,1975442	
Minimo		,0130	
Massimo		,7575	
Intervallo		,7446	
Distanza interquartilica		,1918	
Asimmetria		-1,392	
Curtosi		1,343	
E.S. della media		,0403235	
Errore std dell'asimmetria		,472	
Errore std della curtosi		,918	
Percentili	10	,184575	
	20	,330000	
	25	,478125	
	30	,508000	
	40	,561000	
	50	,598250	
	60	,647000	
	70	,661000	
	75	,669875	
	80	,683500	
90	,725250		
Valori estremi		Numero di caso	
Massimo	1	13	,7575
	2	6	,7470
	3	17	,7035
	4	1	,6845
	5	5	,6835
Minimo	1	22	,0130
	2	14	,1015
	3	16	,2677
	4	15	,3066
	5	12	,3300

Tabella 37 Sintesi statistica sulla probabilità di eccedenza del campione di viadotti analizzati

Test di normalità

	Kolmogorov-Smirnov(a)			Shapiro-Wilk		
	Statistica	df	Sig.	Statistica	df	Sig.
P_ecc	,200	24	,014	,846	24	,002
a Correzione di significatività di Lilliefors						

Tabella 38 Sintesi del test di normalità

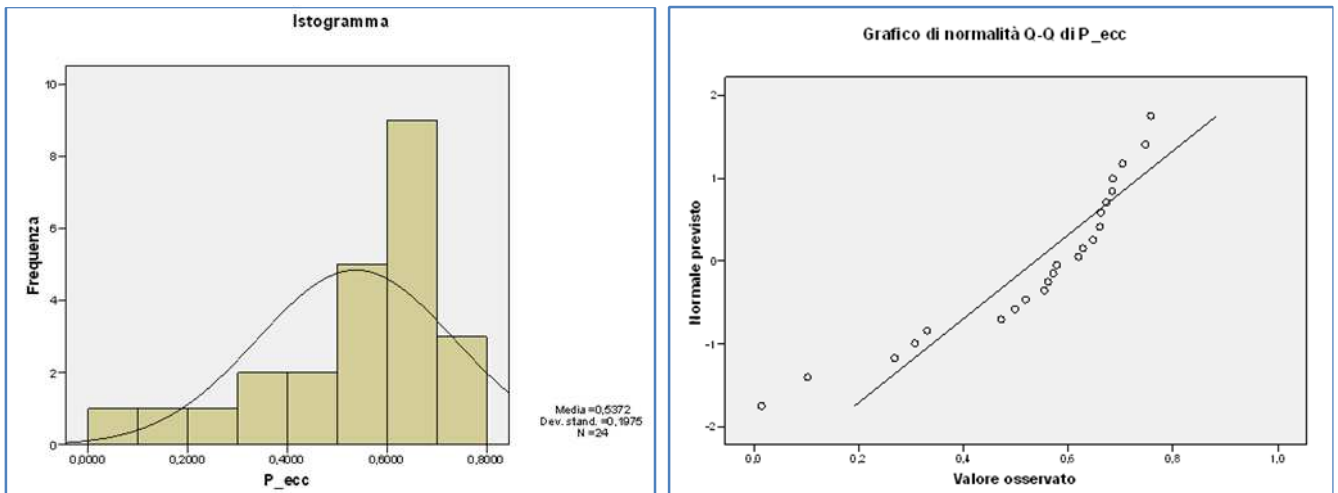


Figura 130 Grafici statistica sulla probabilità di eccedenza del campione di viadotti analizzati

Il test di normalità (tabella 38) evidenzia significatività, e risulta quindi che il campione completo non può essere essere assunto come normale (cutoff $p=0,05$). Evidenziati i valori minimi e massimi, considerata la forma della distribuzione, per logica interna il campione è depurato dei casi 14, 15, 16 e 22, corrispondenti alla tipologia 1 e ai casi minimi proposti nella statistica. Il campione ridotto così ottenuto è sottoposto alla medesima valutazione statistica precedente (tabella 39,40).

N	Validi	20
	Mancanti	4
Intervallo di confidenza per la media al 95%	Limite inferiore	,562198
	Limite superiore	,658302
Media		,610250
Media 5% trim		,617639
Mediana		,637250
Varianza		,011
Deviazione std.		,1026721
Minimo		,3300
Massimo		,7575
Intervallo		,4275
Distanza interquartilica		,1250
Asimmetria		-1,039
Curtosi		1,519
E.S. della media		,0229582
Errore std dell'asimmetria		,512
Errore std della curtosi		,992

Tabella 39 Sintesi statistica sulla probabilità di eccedenza del campione di viadotti ridotto

Test di normalità

	Kolmogorov-Smirnov(a)			Shapiro-Wilk		
	Statistica	df	Sig.	Statistica	df	Sig.
P_ecc_dep	,140	20	,200(*)	,932	20	,170

* Limite inferiore della significatività effettiva.
a Correzione di significatività di Lilliefors

Tabella 40 Sintesi del test di normalità sul campione ridotto

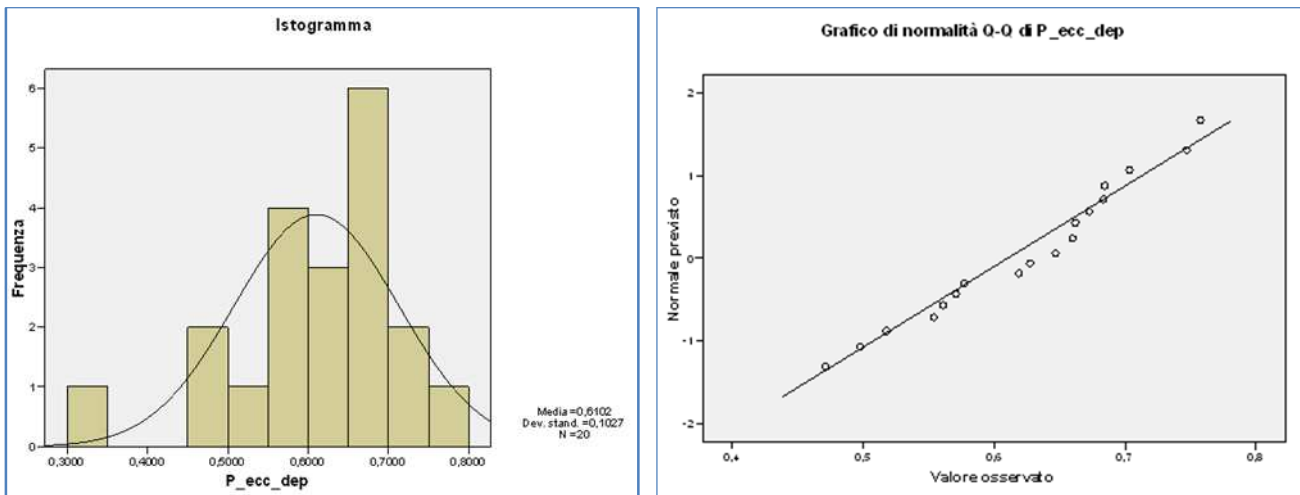


Figura 131 Grafici statistica sulla probabilità di eccedenza del campione di viadotti ridotto

Il risultato ottenuto consente di accettare l'ipotesi formulata con riferimento al campione ridotto. Pertanto si può ipotizzare che il modello Risk-UE risulta applicabile per le tipologie di ponti 3 e 7 che sono le tipologie più diffuse in Italia mentre per la tipologia 1 considerando anche l'esiguità del campione non sembra dare risultati appare soddisfacenti.

6.5 Modello di fragilità delle gallerie all'accelerazione sismica

La fragilità delle gallerie è stata valutata attraverso il modello proposto dall' American Lifelines Alliance riportato al paragrafo 4.10.1.2 (ALA 2001). Le gallerie sono state classificate sulla base delle tipologie previste dal citato metodo che prevede una prima suddivisione tra gallerie con qualità costruttive buone e gallerie con qualità costruttive medie e una seconda suddivisione tra gallerie in rocce e gallerie in terreni o con basse coperture. E' stato preso in considerazione un campione di venti gallerie ricadenti nell'area di studio. Le gallerie di tabella 42 sono state classificate con le tipologie riportate in tabella 41 che fanno riferimento alla classifica ALA 2001. I livelli di danno riportati nei grafici riferiti alle gallerie sono stati uniformati con i livelli di danno utilizzati per ponti e viadotti secondo la seguente corrispondenza: Heavy – grave (D3), moderate – moderato (D2), slight/minor – lieve (D1), none – nessun danno (D0).

Tipologia (ALA 2001)	Descrizione
1	Gallerie in roccia – costruzione di buone qualità
2	Gallerie in roccia - costruzione di qualità medio-bassa
3	Gallerie in terreni - basse copertura - costruzione di buone qualità
4	Gallerie in terreni - basse copertura -costruzione di qualità medio-bassa

Tabella 41 classificazione delle gallerie secondo la metodologia ALA 2001 per la costruzione delle curve di fragilità

Galleria	Strada	Categoria
Vezzano	SS 685	1/2
Santa lucia	SS 685	1/2
Colle Pretelle I	SS 685	1/2
Colle Pretelle II	SS 685	1/2
Le case	SS 685	1/2
galleria km 4+295	SS 685	1/2
Pianelle	SS 685	1/2
ss 685 km 5,383	SS 685	1/2
Cesaronica	SS 685	1/2
San Benedetto	SS 685	1/2
Balza Tagliata	SS 685	1/2
Casalene	SS4	3/4
San Giorgio	SS4	3/4
San Giovanni	SS4	1/2
Briglione	SS4	1/2
Casali	SS4	1/2
Sigillo	SS4	1/2
San Pietro	SS4	1/2
Gola del Velino	SS4	1/2
Colle Giardino	SS4	1/2

Tabella 42 Classificazione del campione di gallerie analizzate

Inoltre le curve di fragilità sono state tracciate sia per il caso di costruzione di buone qualità costruttive che per costruzioni di qualità medio basse. In figura 132 sono state riportate le curve della galleria Vezzano esemplificativa delle tipologie 1 e 2 ovvero le gallerie in roccia e le curve della galleria San Giorgio esemplificativa delle tipologie 3 e 4 ovvero le gallerie in terreni alluvionari o basse copertura.

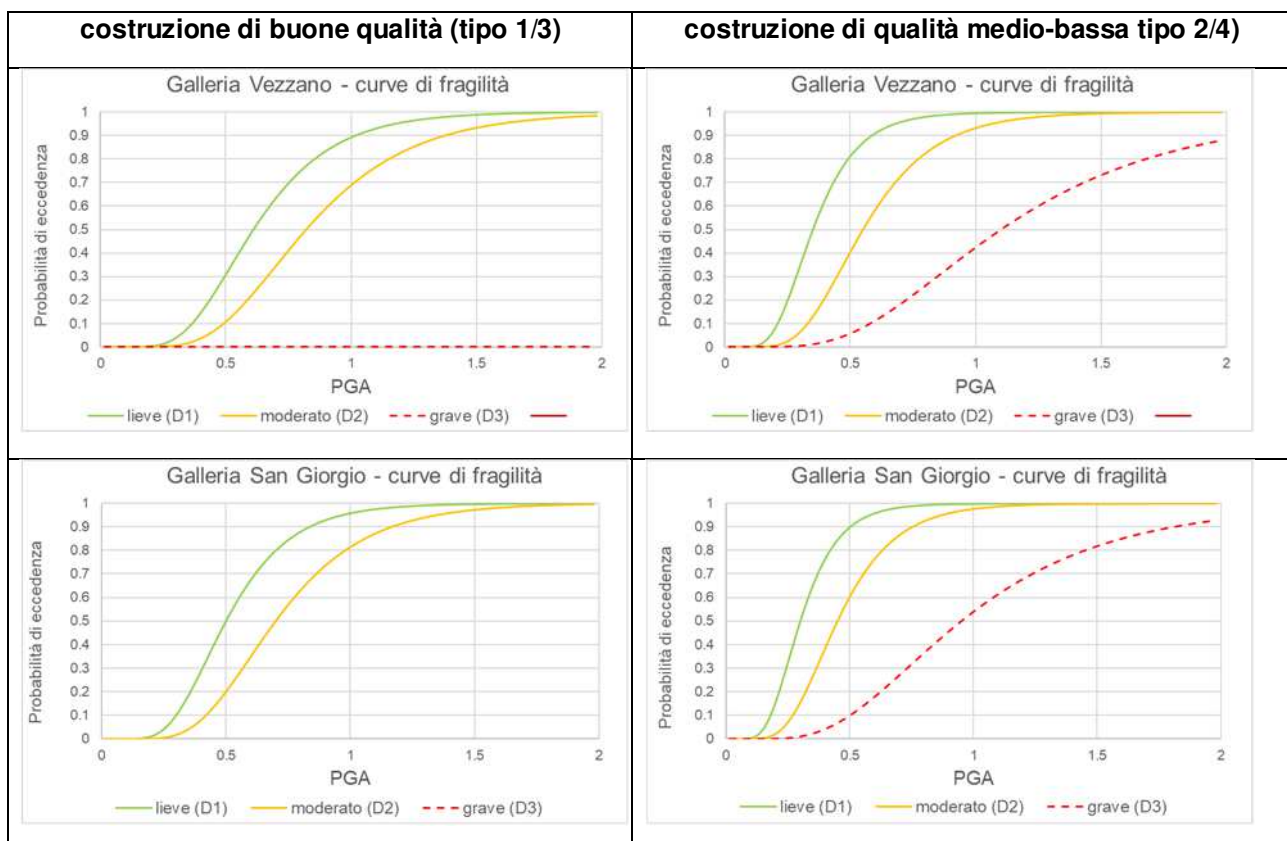


Figura 132 Curve fragilità esemplificative del campione di gallerie

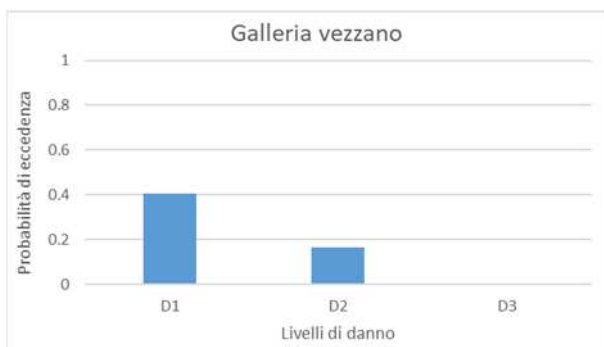
Una volta costruite le curve di fragilità, per ogni galleria è stata effettuata una back analysis per valutare l'applicabilità del modello. Per tale tipo di analisi è stato necessario acquisire l'informazione relativa alla sollecitazione sismica e allo stato di danneggiamento subito. La sollecitazione sismica in termini di accelerazione di picco (PGA) è stata reperita dalle Shakemap fornite dall'INGV per le quattro scosse principali della sequenza sismica. Dal momento che non è stato possibile associare con precisione il danno ad una ben definita scossa attraverso la schedatura è stato scelto di considerare come sollecita quella massima tra le quattro maggiori scosse della sequenza sismica analogamente a quanto considerato per i ponti e i viadotti. Per quanto riguarda il livello di danneggiamento si è fatto riferimento alla schedatura effettuata dal Soggetto Attuatore. Per ogni galleria entrando sulle curve di fragilità con il valore di PGA ricavato dalla shakemap sono state calcolate le probabilità di eccedenza di ogni livello di danno e le probabilità corrispondente ad ognuno dei tre livelli di danno previsti dal metodo ALA 2001 utilizzando lo stesso schema adottato per i ponti e viadotti ed esemplificato nella figura 128. I risultati di dette analisi sono stati riportati negli istogrammi di figura 133 e sintetizzati nella tabella 43.

Galleria Vezzano (t 1)

PGA max

0,56

Livello di danno D2

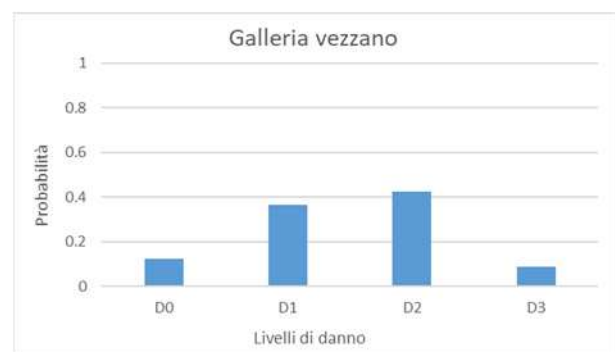
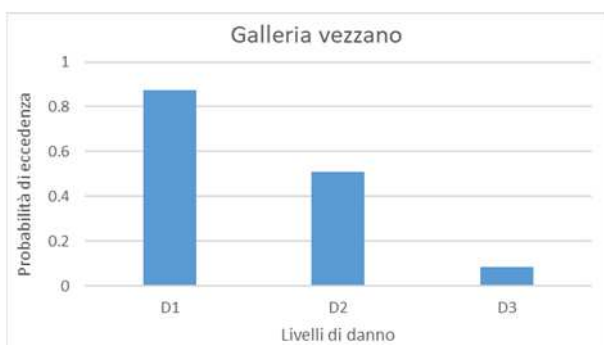


Galleria Vezzano (t 2)

PGA max

0,56

Livello di danno D2

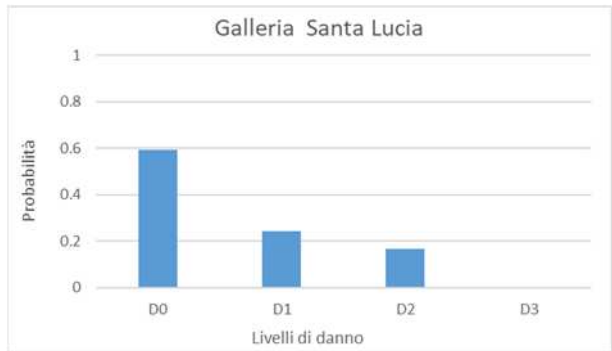
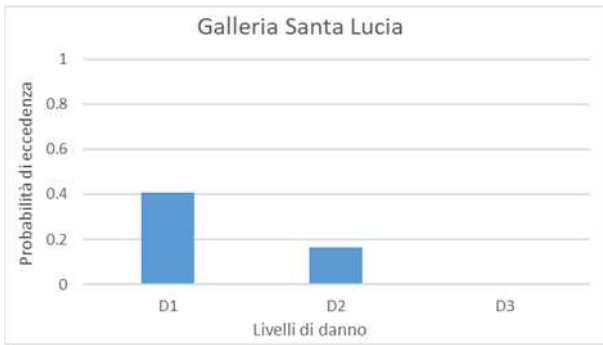


Galleria Santa Lucia (t 1)

PGA max

0,56

Livello di danno D1

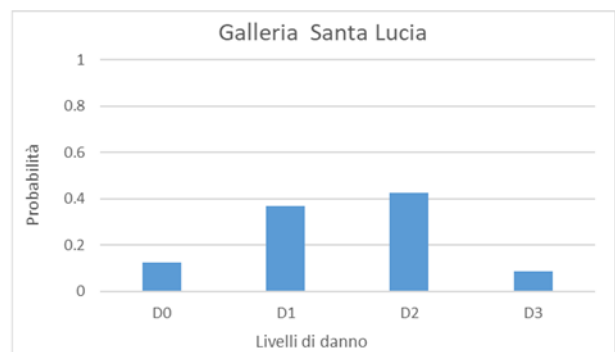
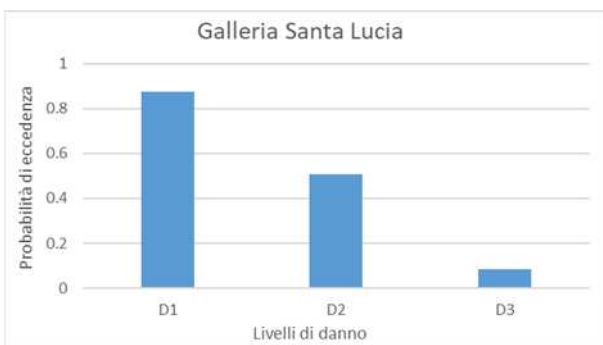


Galleria Santa Lucia (t 2)

PGA max

0,56

Livello di danno D1

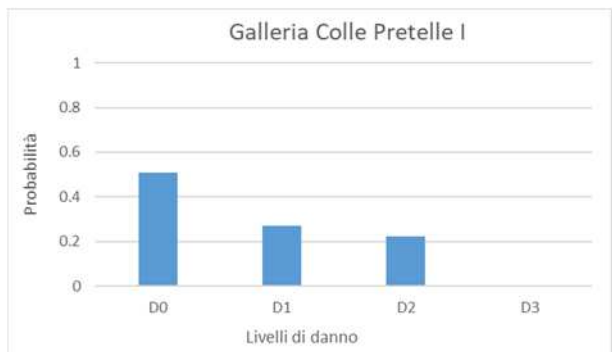
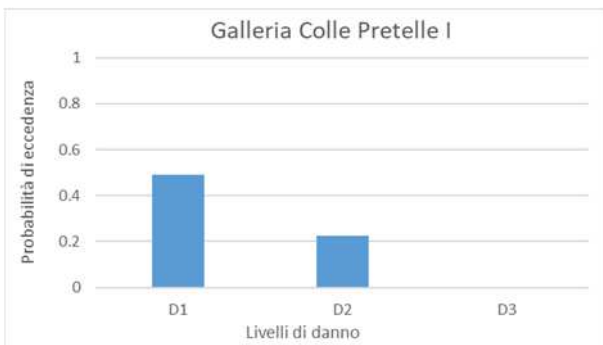


Galleria colle pretelle I (t 1)

PGA max

0,6

Livello di danno D1

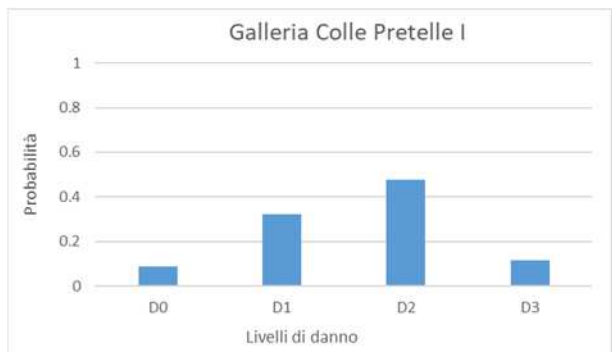
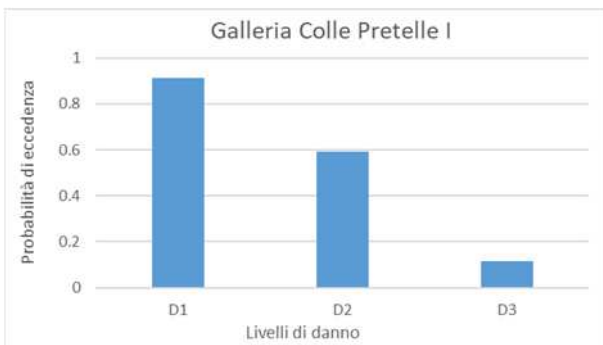


Galleria colle pretelle I (t 2)

PGA max

0,6

Livello di danno D1

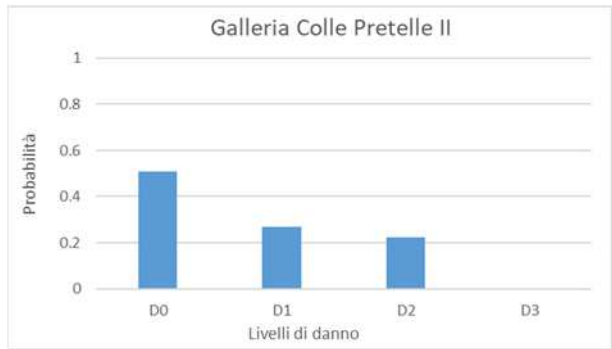
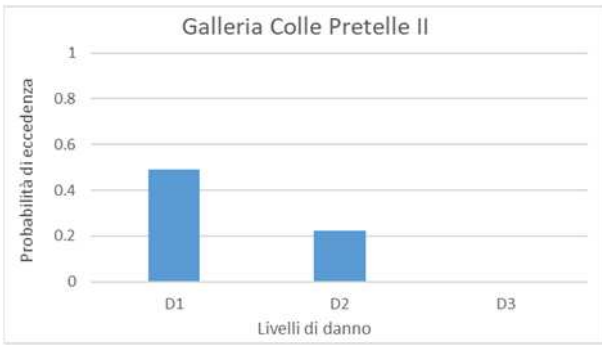


Galleria Colle Pretelle II (t 1)

PGA max

0,6

Livello di danno D1

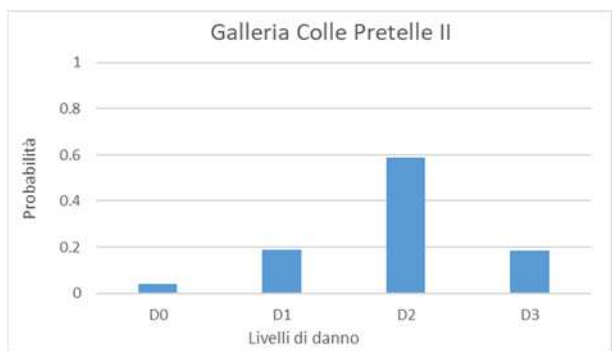
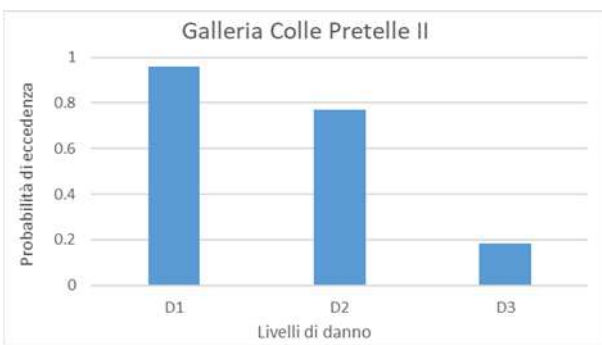


Galleria Colle Pretelle II (t 2)

PGA max

0,6

Livello di danno D1

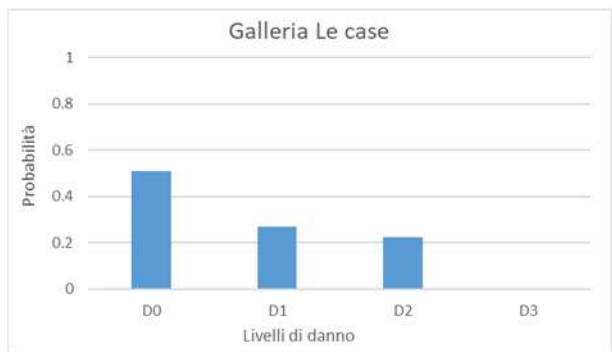
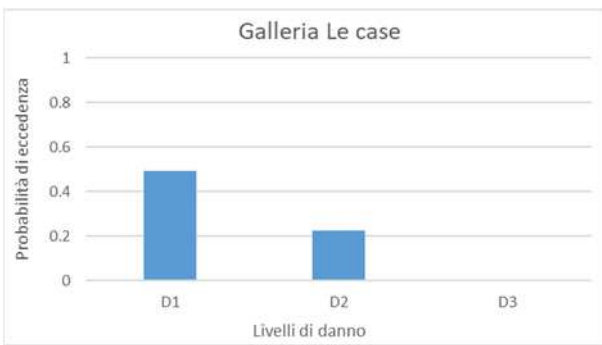


Galleria Le case (t 1)

PGA max

0,6

Livello di danno D1

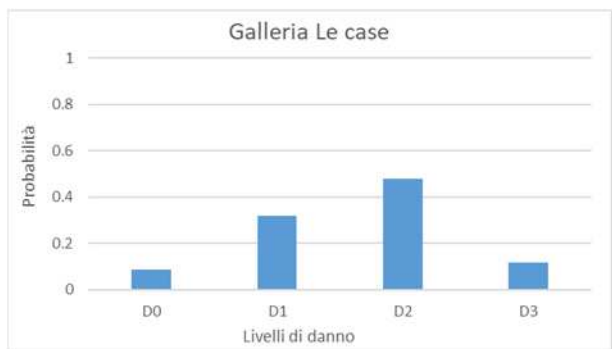
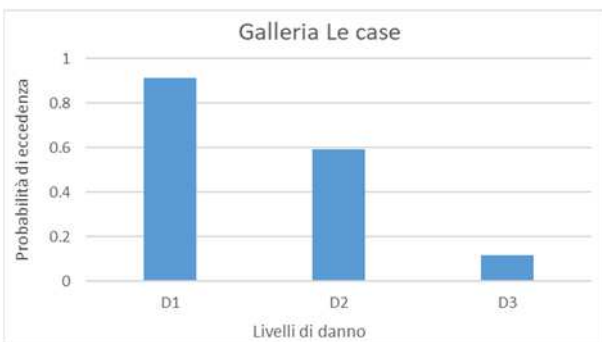


Galleria Le case (t 2)

PGA max

0,6

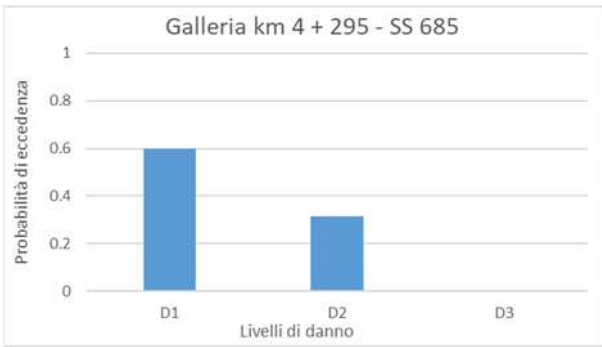
Livello di danno D1



Galleria km 4 + 295 SS 685 (t 1) PGA max

0,68

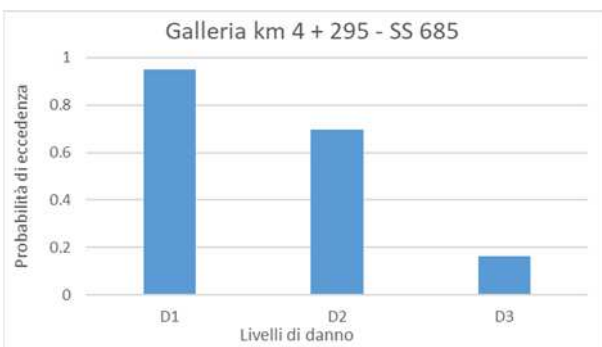
Livello di danno D1



Galleria km 4 + 295 SS 685 (t 2) PGA max

0,68

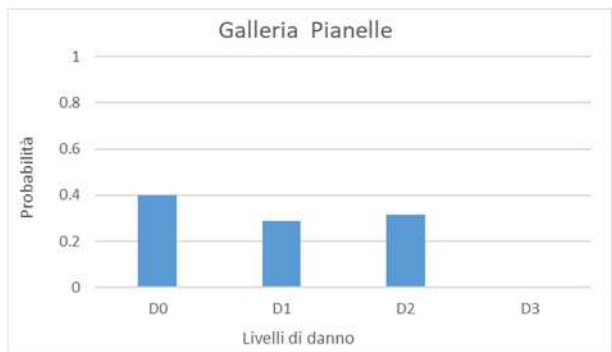
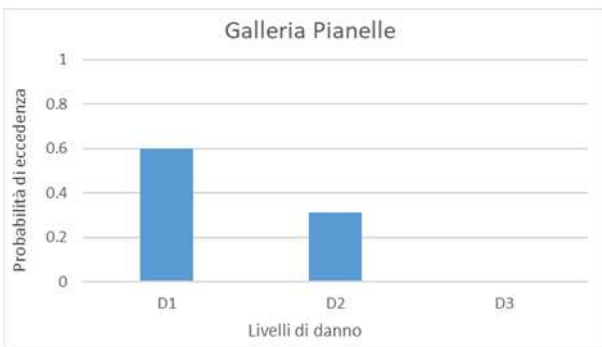
Livello di danno D1



Galleria Pianelle PGA max

0,68

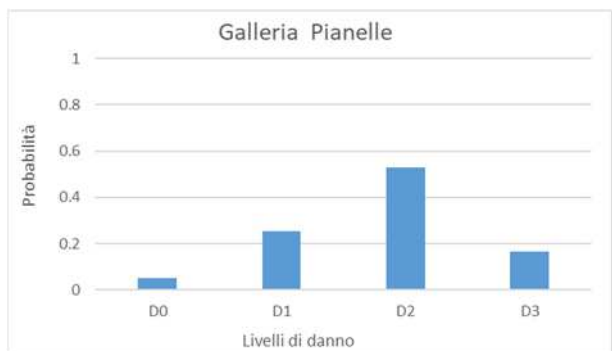
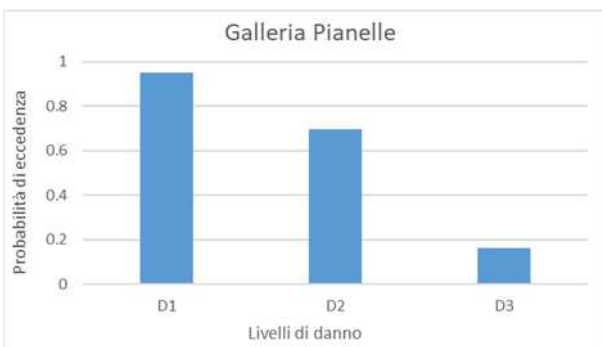
Livello di danno D1



Galleria Pianelle PGA max

0,68

Livello di danno D1

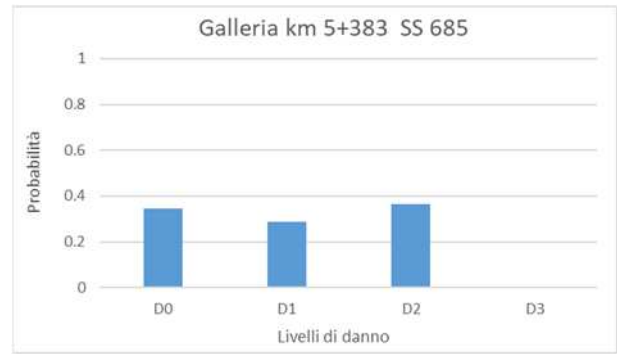
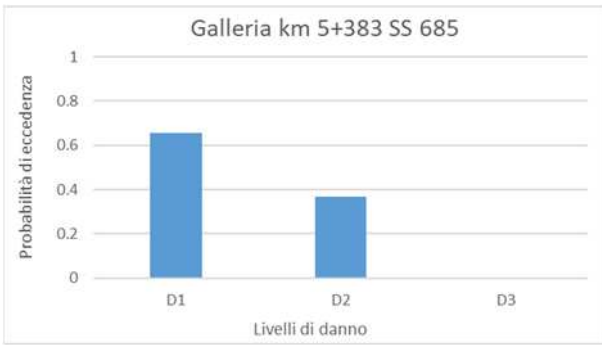


Galleria ss 685 km 5,383 (t 1)

PGA max

0,72

Livello di danno D1

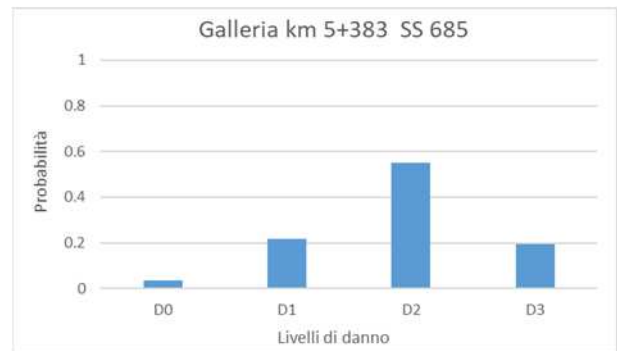
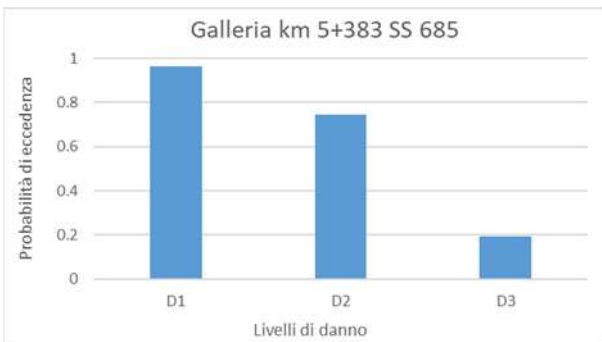


Galleria ss 685 km 5,383 (t 2)

PGA max

0,72

Livello di danno D1

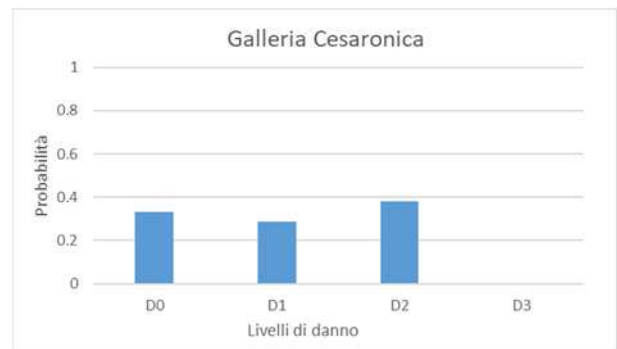
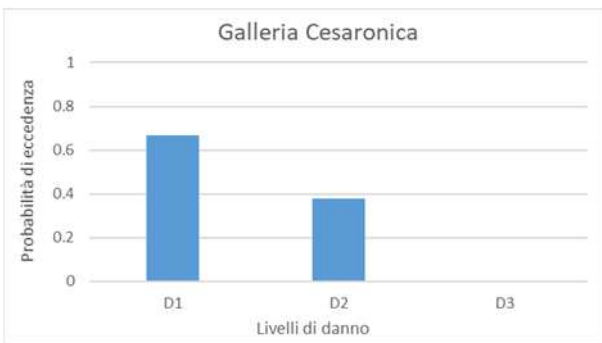


Galleria Cesaronica (t 1)

PGA max

0,72

Livello di danno D1

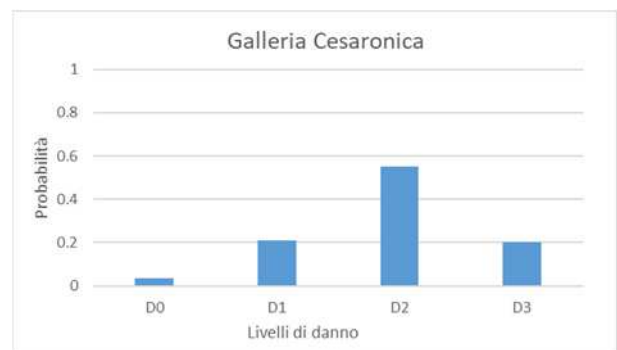
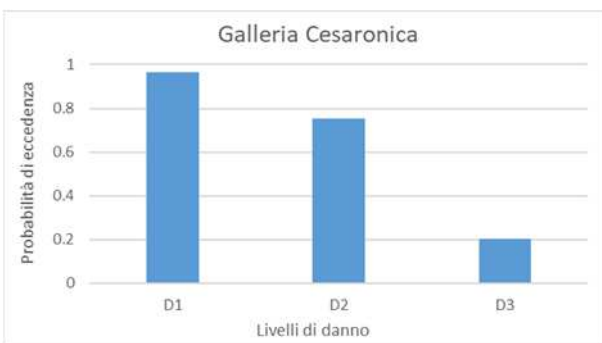


Galleria Cesaronica (t 2)

PGA max

0,72

Livello di danno D1

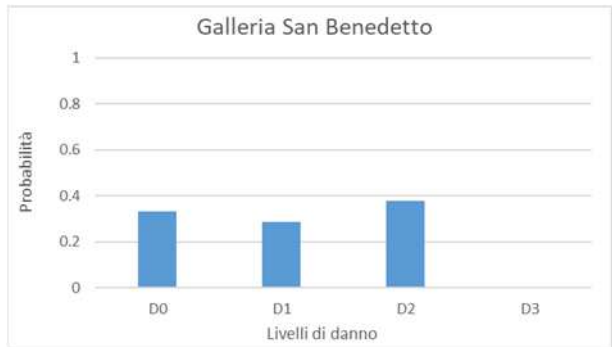
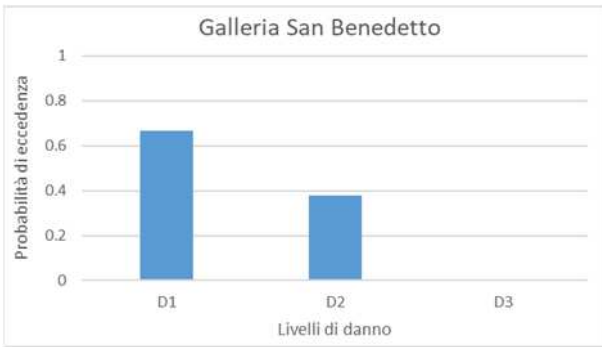


Galleria San Benedetto (t 1)

PGA max

0,72

Livello di danno D2

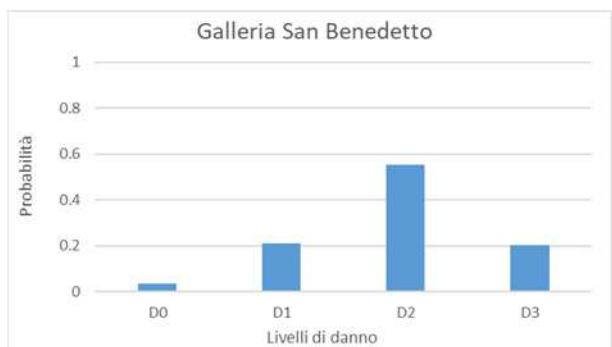
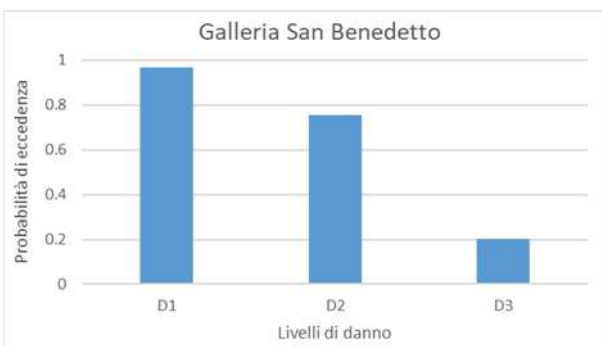


Galleria San Benedetto (t 2)

PGA max

0,72

Livello di danno D2

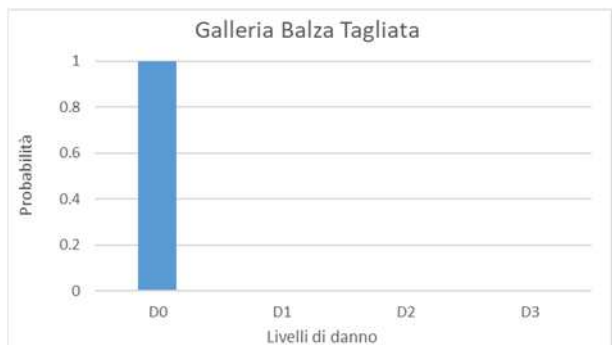
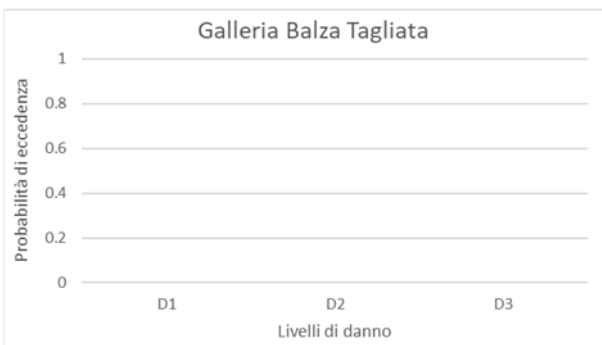


Galleria Balza Tagliata (t 1)

PGA max

0,16

Livello di danno D1

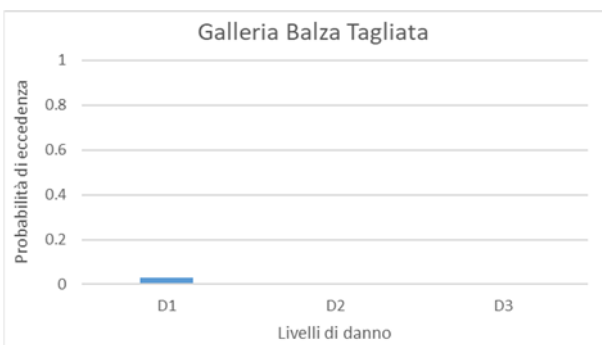


Galleria Balza Tagliata (t 2)

PGA max

0,16

Livello di danno D1

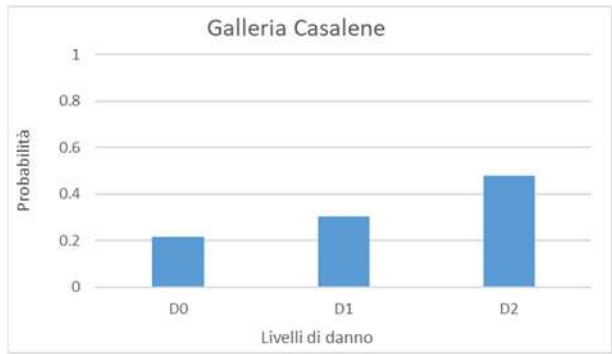
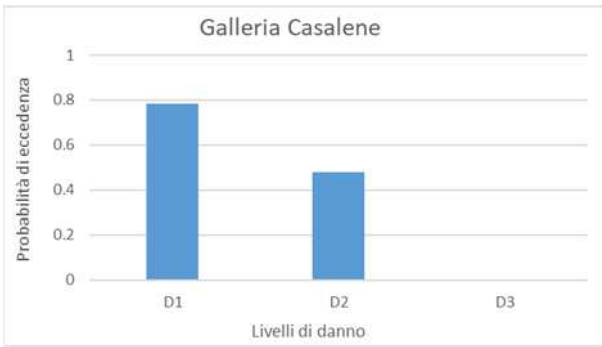


Galleria Casalene (t 3)

PGA max

0,68

Livello di danno D1

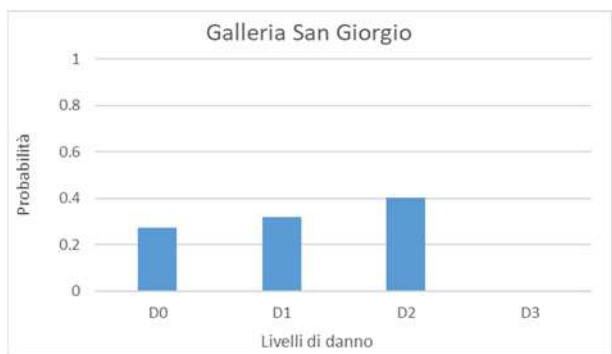
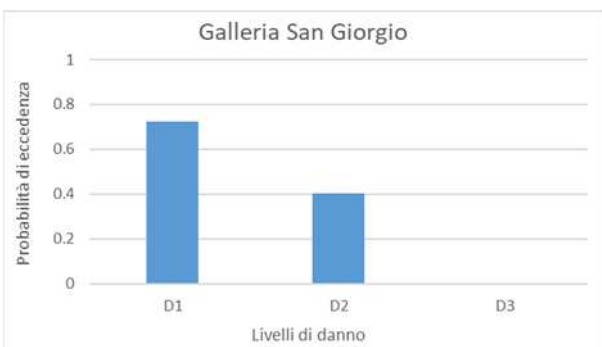


Galleria Casalene (t 4)

PGA max

0,68

Livello di danno D1

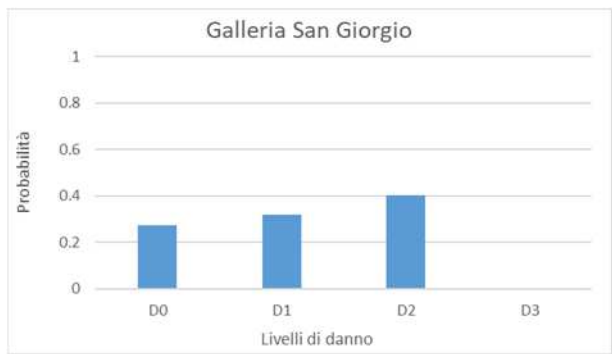
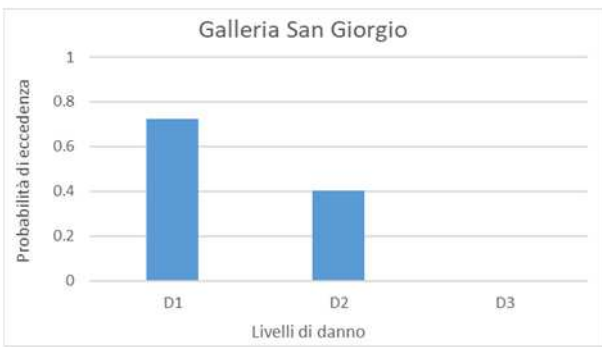


Galleria San Giorgio (t 3)

PGA max

0,64

Livello di danno D1

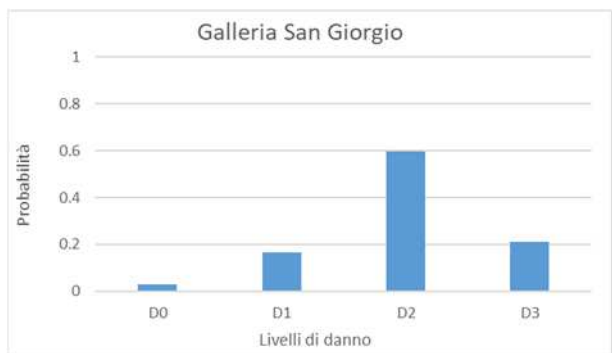
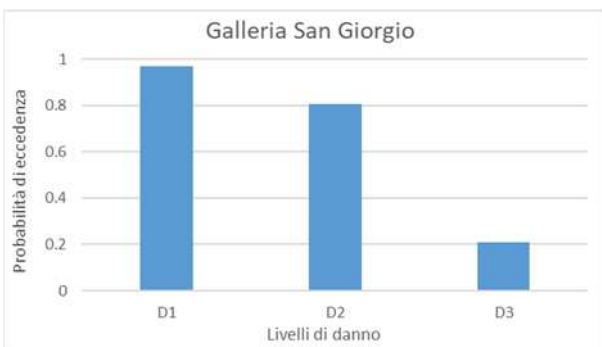


Galleria San Giorgio (t 4)

PGA max

0,64

Livello di danno D1

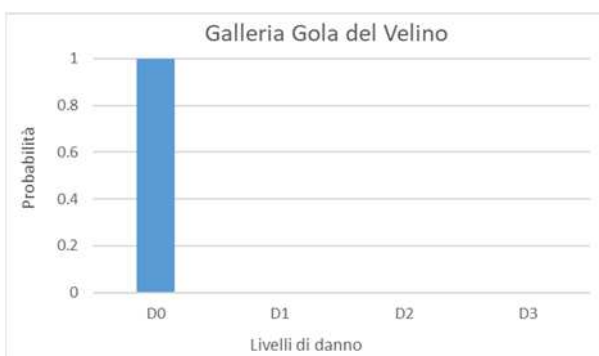
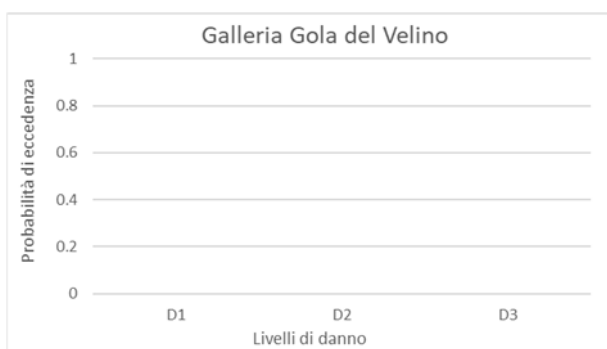


Galleria Gola del Velino (t 1)

PGA max

0,08

Livello di danno D0



Galleria Gola del Velino (t 2)

PGA max

0,08

Livello di danno D0

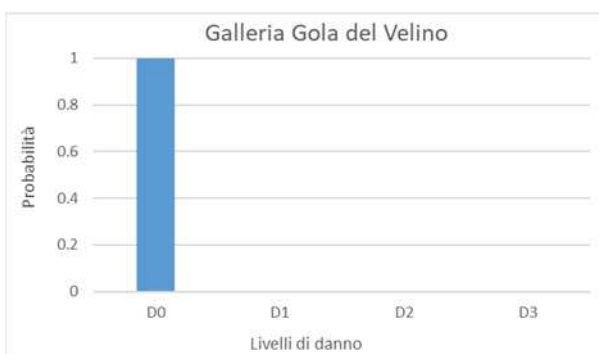
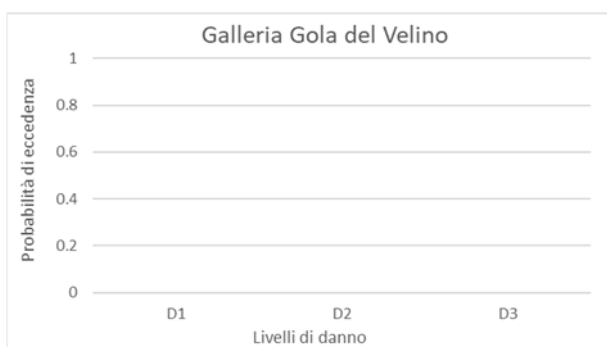


Figura 133 Istogrammi probabilità di eccedenza - livelli di danno e probabilità - livelli di danno - per il campione di gallerie analizzate

Galleria	Strada	PGA max	Livello Danno	Buona qualità		Qualità Medio bassa	
				$P(D \geq D_x)$	$P_{ecc.}$	$P(D \geq D_x)$	$P_{ecc.}$
Vezzano	SS 685	0,56	D2	0.16	n.a.	0.51	0.29
Santa lucia	SS 685	0,56	D1	0.41	0.28	0.87	0.69
Colle Pretelle I	SS 685	0,6	D1	0.50	0.35	0.91	0.75
Colle Pretelle II	SS 685	0,6	D1	0.50	0.35	0.91	0.75
Le case	SS 685	0,6	D1	0.50	0.35	0.91	0.75
Galleria km 4+295	SS 685	0,68	D1	0.60	0.45	0.95	0.81
Pianelle	SS 685	0,68	D1	0.60	0.45	0.95	0.81
SS 685 km 5,383	SS 685	0,72	D1	0.65	0.50	0.96	0.85
Cesaronica	SS 685	0,72	D1	0.65	0.50	0.96	0.85
San Benedetto	SS 685	0,72	D2	0.40	n.a.	0.75	0.48
Balza Tagliata	SS 685	0.16	D1	0.0003	0.00016	0.03	0.016
Casalene	SS4	0,68	D1	0.78	0.63	0.97	0.91
San Giorgio	SS4	0,64	D1	0.72	0.56	0.97	0.89
San Giovanni	SS4	0,08	D0	Dalle curve di fragilità si ottiene una probabilità di non avere nessun danno (D0) prossimo a 1			
Briglione	SS4	0,08	D0				
Casali	SS4	0,08	D0				
Sigillo	SS4	0,08	D0				
San Pietro	SS4	0,08	D0				
Gola del Velino	SS4	0,08	D0				
Colle Giardino	SS4	0,04	D0				

Tabella 43 Sintesi gallerie analizzate

Calcolando la media della probabilità a destra, non considerando la galleria Balza Tagliata, si ottiene un valore di 0.44 nel caso si consideri che le gallerie siano di buone qualità costruttive mentre si ottiene un valore di 0.73 nel caso si consideri che le gallerie siano di qualità costruttive medio basse. In considerazione dell'età delle strutture e dello stato di manutenzione sarebbe opportuno definire un fattore correttivo che tenga conto dello stato di degrado della struttura rispetto allo stato di costruzione. Nel caso delle gallerie non è stato effettuato nessun test statistico in quanto tutto il campione presenta analoghe caratteristiche. Infatti le gallerie hanno medesime caratteristiche costruttive e, data la loro vicinanza, hanno subito la medesima sollecitazione.

6.6 Calcolo della probabilità di indisponibilità

6.6.1 Corpo stradale soggetto a spostamenti permanenti

L'indisponibilità di un singolo elemento stradale con caratteristiche omogenee può essere calcolata una volta nota la pericolosità del punto su cui insiste l'elemento stesso e la sua fragilità all'evento considerato. Nel caso degli spostamenti permanenti simoindotti è necessario quindi disporre della curva di pericolosità in termini di PGD, che lega le deformazioni alla frequenza annua di superamento, e la curva di fragilità dell'elemento stradale che lega il livello di danneggiamento allo spostamento permanente atteso come quelle rappresentate in figura 134. Attraverso una operazione di convoluzione tra la curva di pericolosità e le curve di fragilità è possibile ottenere la probabilità annua di interruzione di ogni singolo elemento stradale per effetto degli spostamenti permanenti attesi. La probabilità di interruzione del singolo elemento stradale i , considerando i terremoti con tempo di ritorno compreso tra 30 e 2475 anni, può essere definita come:

$$P_{int.} = \sum_{t: 30}^{2475} P(D \geq D^* | PGD_t)$$

dove PGD_t è lo spostamento permanente atteso per il sisma con tempo di ritorno t nell'area occupata dall'elemento stradale i mentre D^* è il livello di danneggiamento che causa l'interruzione dell'elemento stradale i . In linea generale D^* è funzione delle caratteristiche geometriche e costruttive del singolo elemento stradale ma in prima battuta può essere considerato lo stesso per tutti gli elementi stradali. Il livello D^* è funzione ovviamente del o dei modelli di fragilità che si hanno a disposizione per valutare la vulnerabilità dei singoli elementi. Inoltre sempre con riferimento al modello di fragilità di cui si dispone è possibile calcolare la probabilità di interruzione per un singolo scenario sismico. Infatti con riferimento allo schema riportato in figura 135, ipotizzando un modello di fragilità che preveda tre livelli di danno, è possibile calcolare le probabilità di eccedenze dei diversi livelli di danno entrando nel grafico delle curve di fragilità con lo spostamento permanente atteso (PGD_{1000}). calcolato per lo scenario di interesse, per esempio tempo di ritorno 1000 anni

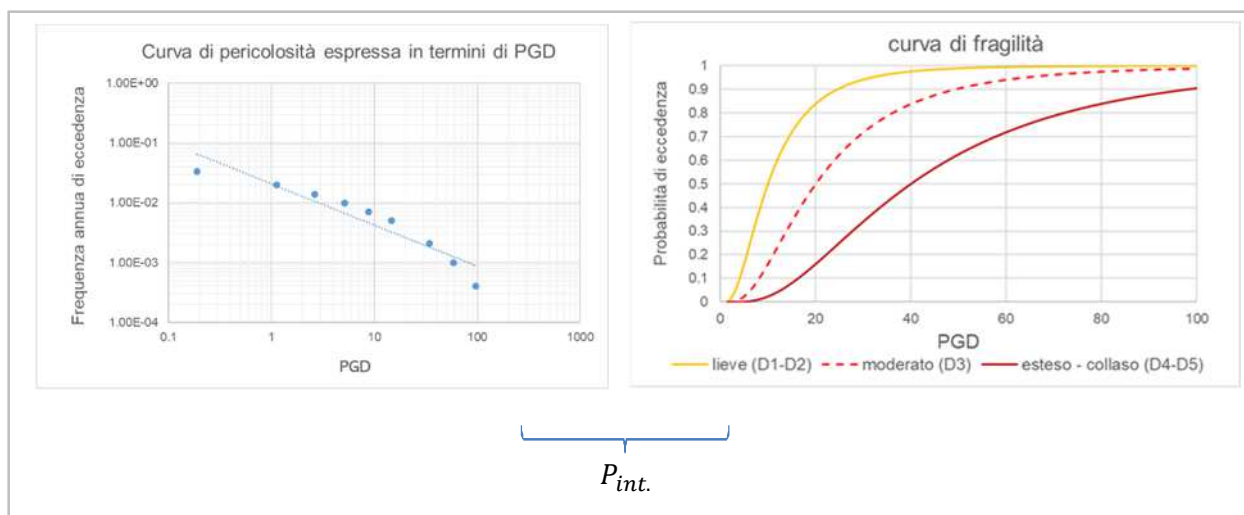


Figura 134 Schema per il calcolo della probabilità di interruzione del singolo elemento stradale

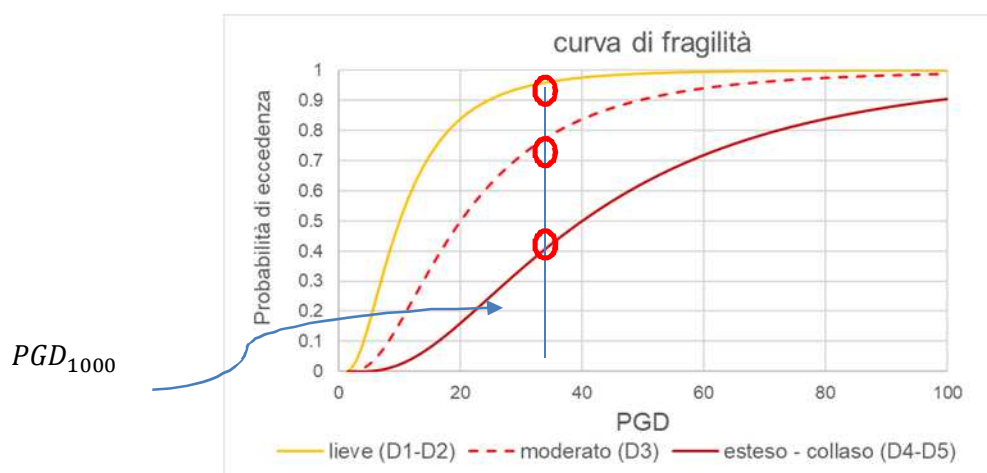


Figura 135 Schema per il calcolo della probabilità di interruzione per un definito scenario sismico

Per adottare la metodologia sopra descritta al caso di studio, si è proceduto con la discretizzazione della rete stradale oggetto di studio in elementi di lunghezza di circa 40 m. Per ogni elemento stradale sono state costruite le curve di fragilità in termini di PGD e le curve di pericolosità in termini di PGD. Le curve di fragilità sono state costruite adottando i modelli di fragilità descritti al paragrafo 6.2. Le curve di pericolosità per ogni elemento stradale sono state ottenute dalle mappe degli spostamenti riportate nel paragrafo 6.1.8 per diversi tempi di ritorno. Per ogni elemento stradale sono stati calcolati gli spostamenti attesi, per i diversi tempi di ritorno, su una fascia a cavallo dell'asse stradale larga circa 50 m al fine di eliminare possibili valori singolari e calcolare un valore mediato su più pixel, che nel caso in esame hanno una dimensione di 20m x 20m. Ottenuta la curva di pericolosità per ogni elemento stradale è stata svolta una operazione di convoluzione come sopra descritto per calcolare la probabilità di interruzione di ogni singolo elemento che nel nostro caso corrisponde alla probabilità di avere un danneggiamento maggiore o uguale a livello grave (tabella 35). I risultati ottenuti sono rappresentati nelle figure 136 e 138 rispettivamente per i due modelli di fragilità considerati così come riportati nella tabella 35.

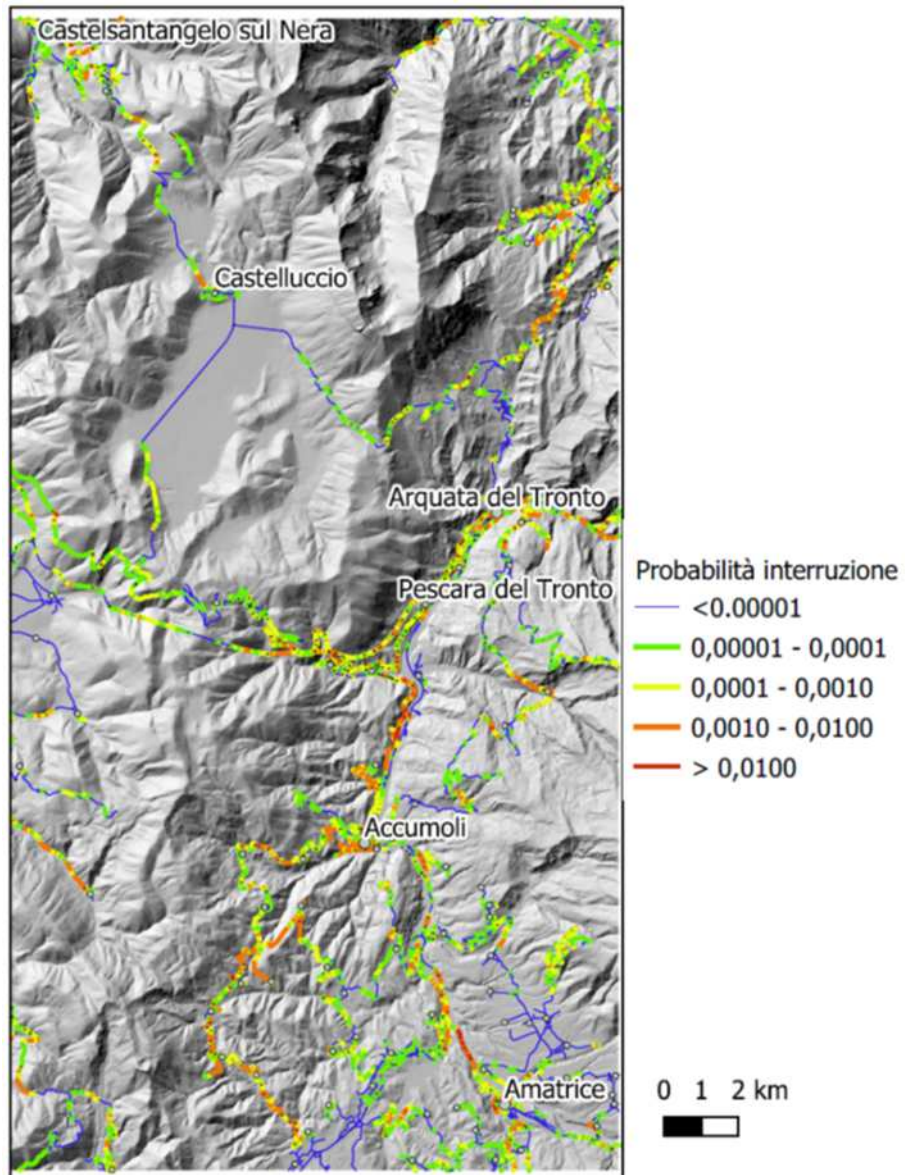


Figura 136 Mappa delle probabilità di interruzione della rete stradale dell'area di studio per effetto degli spostamenti permanenti attesi, calcolati con la formulazione di Madiai (2009)

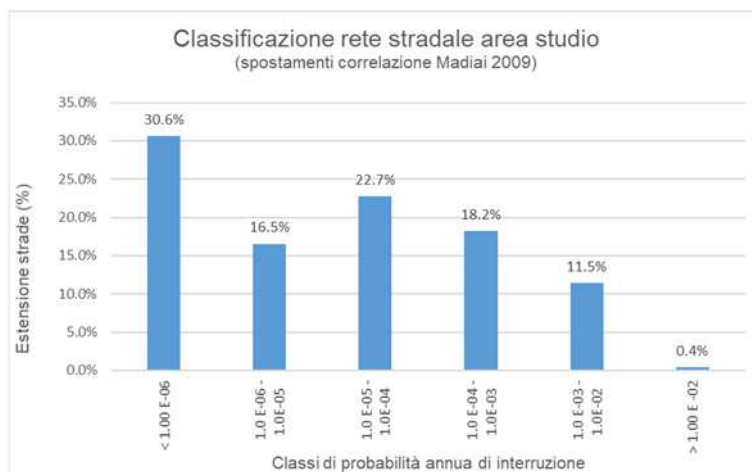


Figura 137 Distribuzione della rete stradale dell'area di studio rispetto alle classi di probabilità di interruzione calcolata con la correlazione degli spostamenti di Madiai (2009)

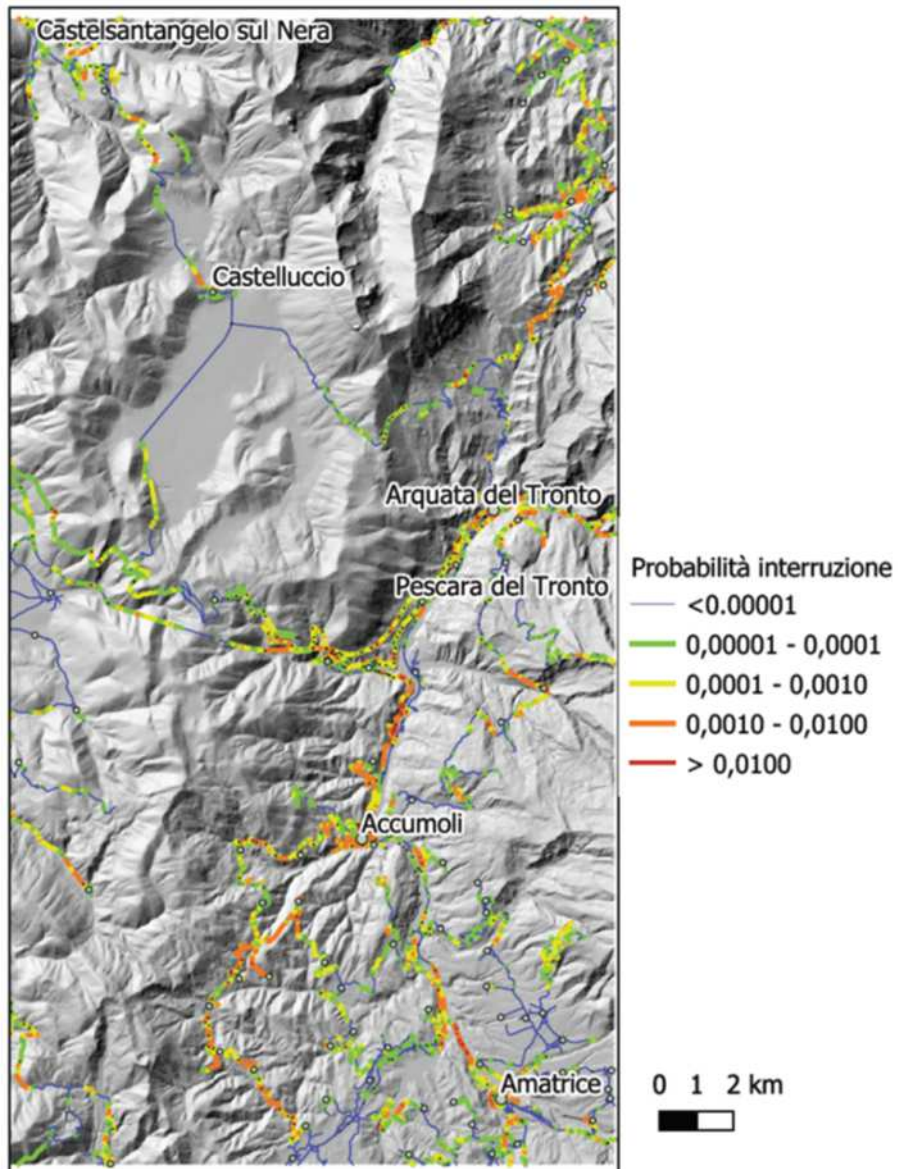


Figura 138 Mappa delle probabilità di interruzione della rete stradale dell'area di studio per effetto degli spostamenti permanenti attesi, calcolati con la formulazione di Simonelli & Fortunato (1996)

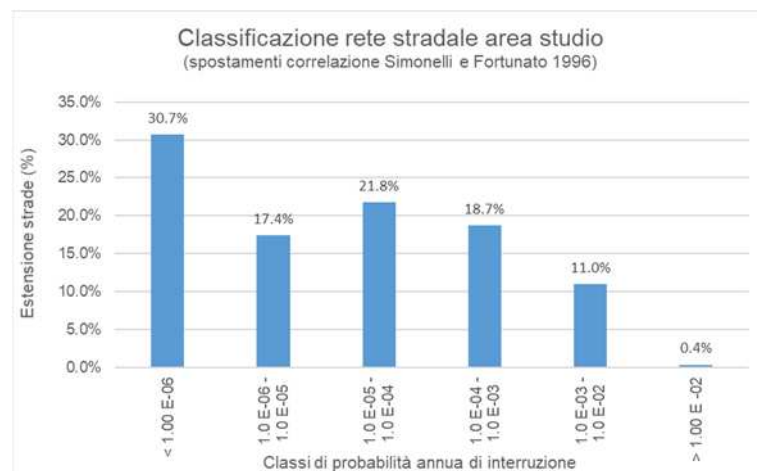


Figura 139 Distribuzione della rete stradale dell'area di studio rispetto alle classi di probabilità di interruzione calcolata con la correlazione degli spostamenti di di Simonelli & Fortunato (1996)

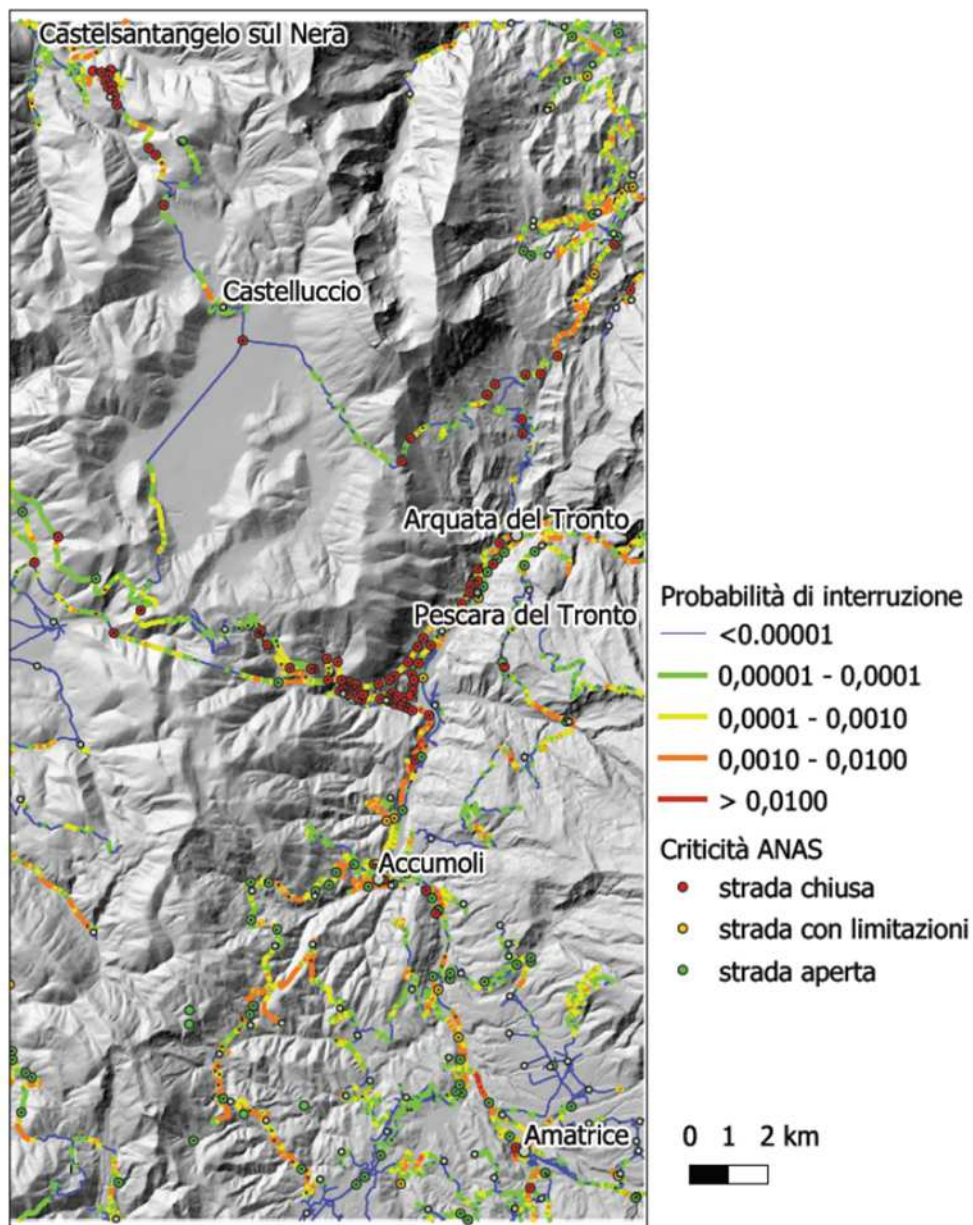


Figura 140 Mappa delle probabilità di interruzione (spostamenti di Madià 2009) e criticità ANAS

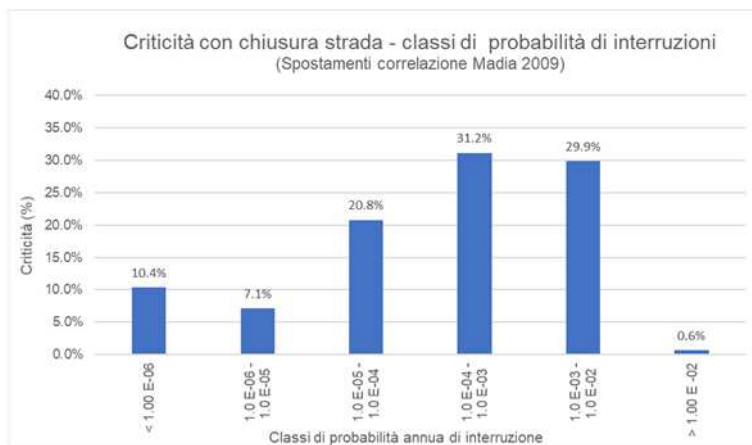


Figura 141 Distribuzione delle criticità che hanno comportato la chiusura della strada nelle classi di probabilità di interruzione (spostamenti correlazione di Madià 2009)

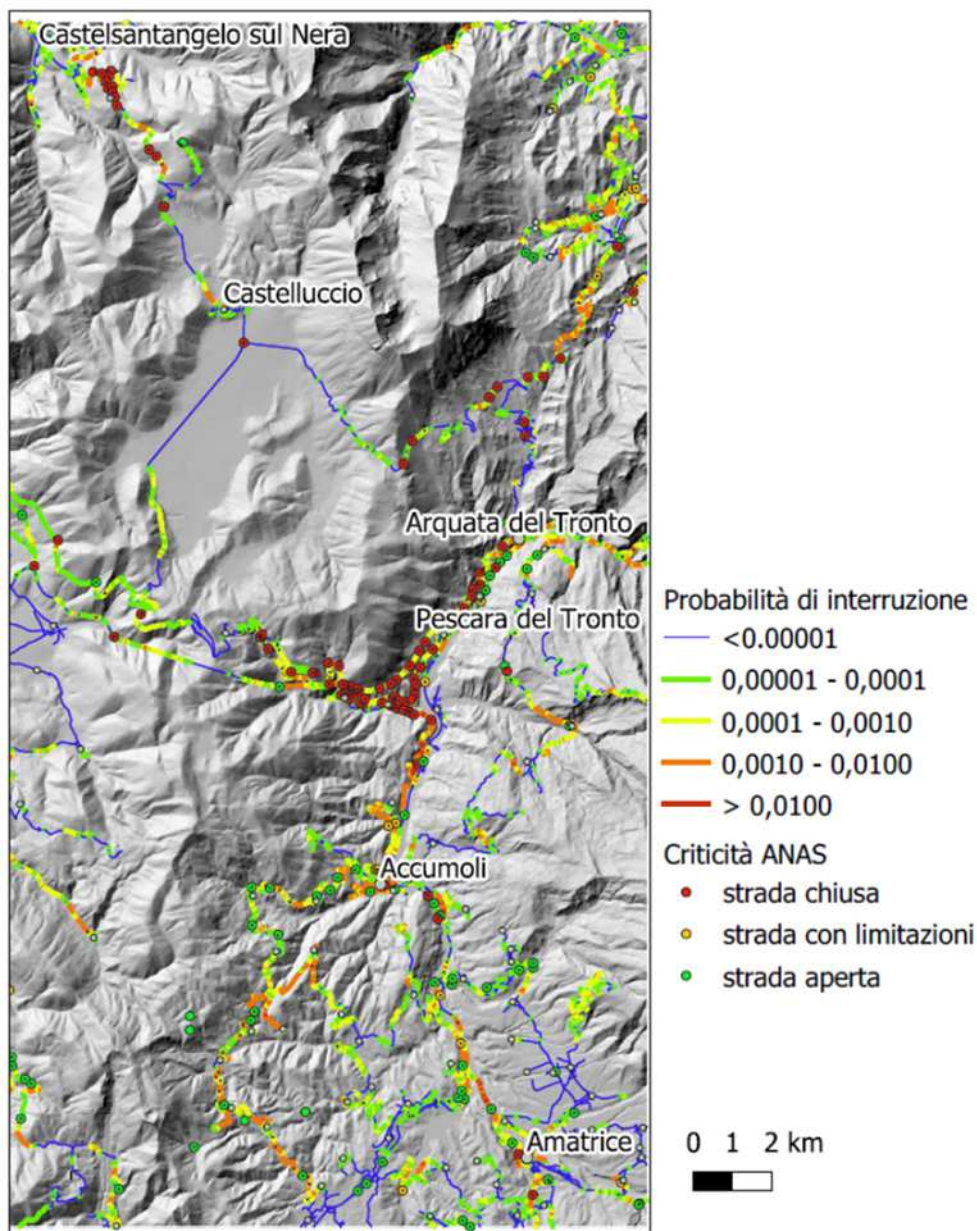


Figura 142 Mappa delle probabilità di interruzione (spostamenti di Simonelli & Fortunato (1996) e criticità ANAS

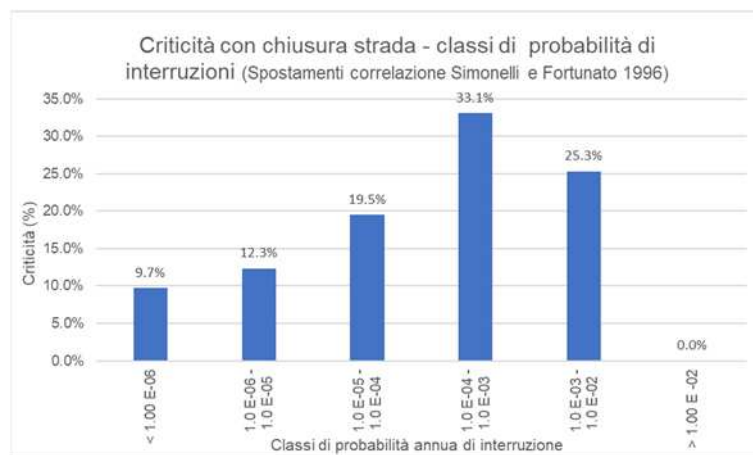


Figura 143 Distribuzione delle criticità che hanno comportato la chiusura della strada nelle classi di probabilità di interruzione (spostamenti correlazione Simonelli & Fortunato 1996)

Negli istogrammi di figura 137 e 139 sono stati rappresentate le distibuzione della rete stradale oggetto di studio rispetto alle classi di probabilità di interruzione con riferimento ai due modelli di fragilità adottati. Entrambi i modelli di fragilità conducono a risultati analoghi e gli istogrammi evidenziano come circa il 70% della rete stradale oggetto di studio presenta una probabilità di interruzione annua minore di $1 \cdot 10^{-4}$, e circa il 12% presenta una probabilità di interruzione maggiore di $1 \cdot 10^{-3}$. Nelle figure 140 e 142 sono state riportate le mappe delle probabilità di interruzione della rete stradale con sovrapposte le criticità rilevate dal Soggetto Attuatore durante la sequenza sismica del 2016. Gli istogrammi riportati nelle figure 141 e 143 mostrano che circa il 60% delle criticità che hanno comportato l'interruzione della funzionalità stradale ricade nelle classi con probabilità di interruzione maggiore di $1 \cdot 10^{-4}$.

6.6.2 Ponti e viadotti soggetti all'accelerazione sismica

L'indisponibilità di un ponte o di un viadotto può essere calcolata applicando il modello descritto al paragrafo precedente. In questo caso la pericolosità del punto su cui insiste l'opera d'arte deve essere definita in termini di accelerazione spettrale a 1 s che rappresenta il parametro di intensità sismica su cui sono basate le curve di fragilità costruite secondo il metodo Risk-UE.

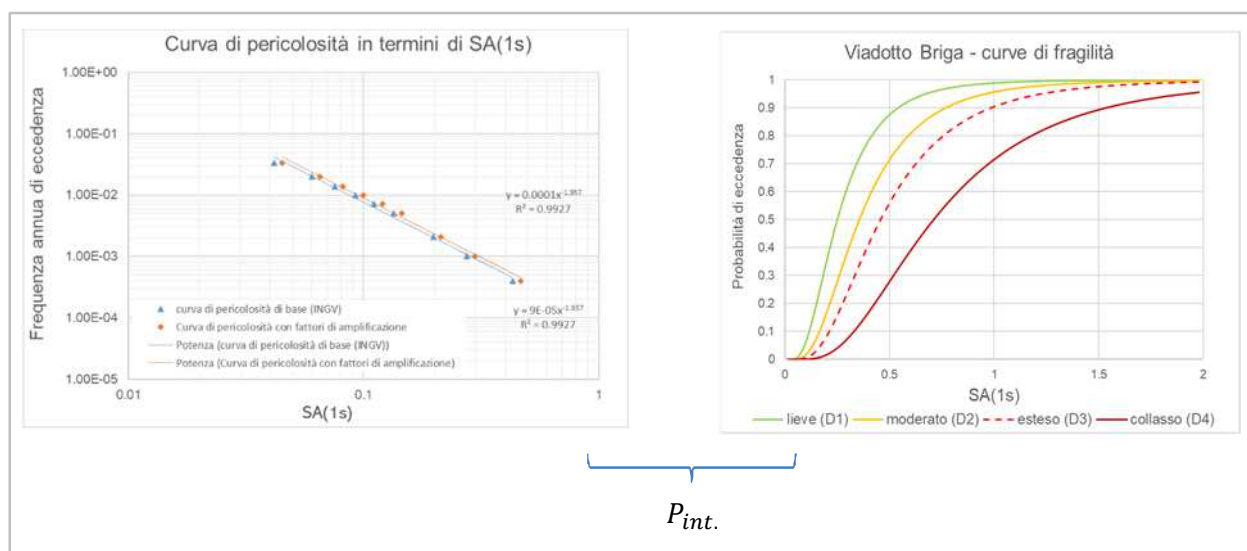


Figura 144 Schema per il calcolo della probabilità di interruzione del singolo ponte / viadotto

Analogamente a quanto visto per gli spostamenti attraverso l'operazione di convoluzione tra la curva di pericolosità espressa in termini di SA(1s) e le curve di fragilità è possibile ottenere la probabilità annua di interruzione dell'opera d'arte. In questo caso la probabilità di interruzione dell'opera, considerando i terremoti con tempo di ritorno compreso tra 30 e 2475 anni, può essere definita come:

$$P_{int.} = \sum_{t: 30}^{2475} P(D \geq D^* | SA(1s)_t)$$

dove $SA(1s)_t$ è l'accelerazione spettrale a 1 secondo attesa per il sisma con tempo di ritorno t nell'area occupata dall'opera d'arte mentre D^* è il livello di danneggiamento che causa l'interruzione dell'opera stessa. Inoltre procedendo in analogia a quanto illustrato nel paragrafo precedente è possibile stimare la probabilità di interruzione dell'opera d'arte per un definito tempo di ritorno entrando nel grafico delle curve di fragilità con il valore di $SA(1s)$ corrispondente. Le curve di pericolosità per ogni punto dove è collocata l'opera d'arte sono state ricavate partendo dai valori di $SA(1s)$ per i diversi tempi di ritorno forniti dall'INGV per suolo rigido. Tali valori di base sono stati moltiplicati per i fattori di amplificazione topografico e stratigrafico descritti e calcolati nei paragrafi precedenti. Nel grafico di figura 144 sono riportate la curva di pericolosità di base fornita dall'INGV che si riferisce al 50 percentile e la curva di pericolosità riferita sempre al 50 percentile che tiene conto dei fattori di amplificazione topografico e stratigrafico.

In accordo con gli studi di letteratura riportati nei paragrafi precedenti è possibile definire per ogni livello di danno un tempo di ripristino dell'opera. Ad esempio utilizzando i valori di ripristino proposti dal metodo HAZUS e ripresi dal metodo Risk-UE è possibile costruire per ogni opera d'arte una retrocumalata su un piano Frequenza - Giorni di indisponibilità che fornisce la quantificazione del periodo di possibile indisponibilità dell'opera stessa. Nella figura 145 è riportata la retrocumalata calcolata per il viadotto Briga.

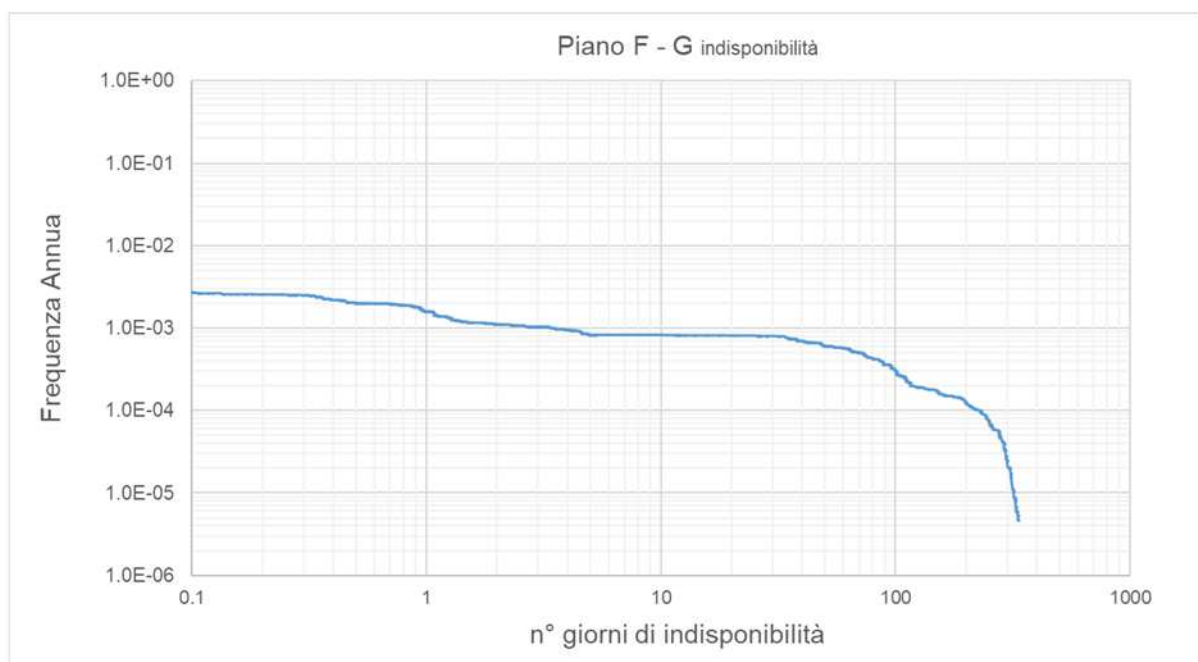


Figura 145 Curva di indisponibilità dell'opera d'arte sul piano Frequenza - Giorni di indisponibilità

Per quanto riguarda l'indisponibilità del ponte/viadotto, in accordo con gli studi di letteratura descritti nel capitolo 4, l'opera è stata considerata indisponibile a seguito di un danneggiamento uguale o superiore a livello D3 secondo la classificazione adottata per la costruzione delle curve di

fragilità. Nella tabella 44 sono riportate le probabilità di interruzione dei ponti/viadotti analizzati e i relativi valori di affidabilità (probabilità di non interruzione).

$$P_{int.} = P(D \geq D_3)$$

$$P_{non\ int.} = 1 - P(D \geq D_3)$$

Ponte/viadotto	Strada	N camp	Categoria RISK-UE	$P_{int.}$	$P_{non\ int.}$
Viadotto Tronto IV	SS4	11	7	0.0023	0.9977
Viadotto Diga	SS4	2	7	0.0014	0.9986
Sovrappasso	SS4/SS685	3	3	0.0018	0.9982
Viadotto Tronto V	SS4	3	7	0.0027	0.9973
Viadotto Tronto VI	SS4	4	7	0.0030	0.997
Viadotto Km147,500	SS4	3	7	0.0027	0.9973
Viadotto Pescara I	SS685	17	3	0.0023	0.9977
Viadotto Pescara II	SS685	12	3	0.0023	0.9977
Viadotto Briga	SS685	18	3	0.0024	0.9976
Viadotto Lama	SS685	21	3	0.0024	0.9976
Viadotto Tufo	SS685	7	3	0.0022	0.9978
Viadotto Rozzi	SS685	3	9	0.00016	0.99984
Viadotto Tronto IX	SS4	3	7	0.0018	0.9982
Ponte ad arco SP 129	SP129	1	1	0.00017	0.99983
Ponte Km 142.692	SS4	1	1	0.0003	0.9997
Ponte Km 141.218	SS4	1	1	0.0003	0.9997
Viadotto Fonte del Campo	SS4	11	7	0.0023	0.9977
Viadotto Tronto 2	SS4	10	7	0.0023	0.9977
Viadotto Tronto 1	SS4	4	7	0.0020	0.998
Viadotto Del cantoniere	SS4	13	3	0.0023	0.9977
Viadotto San Lorenzo	SS4	9	7	0.0022	0.9978

Tabella 44 Probabilità di interruzione dei ponti viadotti ricadenti nell'area di studio

6.6.3 Gallerie soggette all'accelerazione sismica

L'indisponibilità di una galleria può essere calcolata applicando un analogo modello di quello utilizzato per i ponti e viadotti. In questo caso la pericolosità del punto su cui insiste l'opera d'arte deve essere definita in termini di accelerazione massima (PGA) che rappresenta il parametro di intensità sismica su cui sono basate le curve di fragilità costruite secondo la metodologia ALA 2001 Analogamente a quanto visto per i ponti e viadotti attraverso l'operazione di convoluzione tra la curva di pericolosità espressa in termini di PGA e le curve di fragilità è possibile ottenere la probabilità annua di interruzione di dell'opera d'arte. In questo caso la probabilità di interruzione dell'opera, considerando i terremoti con tempo di ritorno compreso tra 30 e 2475 anni, può essere definita come:

$$P_{int.} = \sum_{t: 30}^{2475} P(D \geq D^* | PGA_t)$$

dove PGA_t è il picco di accelerazione massima atteso per il sisma con tempo di ritorno t nell'area occupata dall'opera d'arte mentre D^* è il livello di danneggiamento che causa l'interruzione dell'opera stessa.

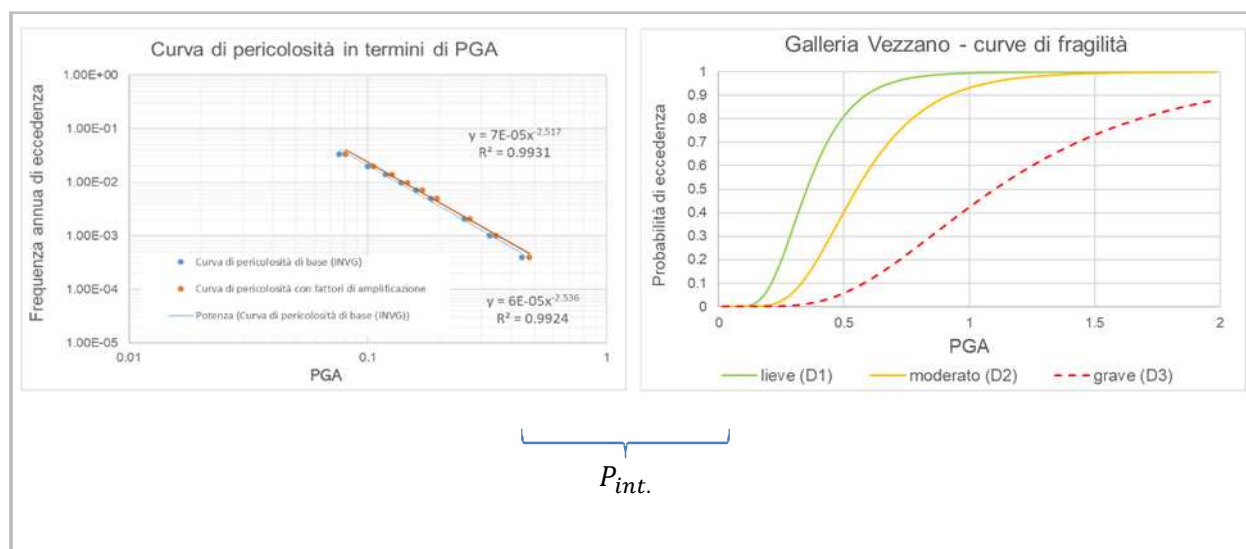


Figura 146 Schema per il calcolo della probabilità di interruzione della singola galleria

Analogamente a quanto illustrato per i ponti e viadotti è possibile stimare la probabilità di interruzione per un definito tempo di ritorno entrando nel grafico delle curve di fragilità con il valore di PGA corrispondente. Le curve di pericolosità per ogni punto dove è collocata l'opera d'arte sono state ricavate partendo dai valori di PGA per diversi tempi di ritorno forniti dall'INGV per suolo rigido a cui sono state applicati i fattori di amplificazione topografico e stratigrafico descritti e calcolati nei paragrafi precedenti. Nel grafico di figura 146 sono riportate la curva di pericolosità di base fornita dall'INGV che si riferisce al 50 percentile e la curva di pericolosità riferita sempre al 50 percentile che tiene conto dei fattori di amplificazione topografico e stratigrafico.

Galleria	Strada	categoria	Buona qualità		Qualità Medio bassa	
			$P_{int.}$	$P_{non\ int.}$	$P_{int.}$	$P_{non\ int.}$
Vezzano	SS 685	1/2	0.00032	0.99968	0.0013	0.9987
Santa lucia	SS 685	1/2	0.00032	0.99968	0.0013	0.9987
Colle Pretelle I	SS 685	1/2	0.00032	0.99968	0.0013	0.9987
Colle Pretelle II	SS 685	1/2	0.00032	0.99968	0.0013	0.9987
Le case	SS 685	1/2	0.00032	0.99968	0.0013	0.9987
Galleria km 4+295	SS 685	1/2	0.00032	0.99968	0.0013	0.9987
Pianelle	SS 685	1/2	0.00032	0.99968	0.0013	0.9987
SS 685 km 5,383	SS 685	1/2	0.00032	0.99968	0.0013	0.9987
Cesaronica	SS 685	1/2	0.00032	0.99968	0.0013	0.9987
San Benedetto	SS 685	1/2	0.00032	0.99968	0.0013	0.9987
Casalene	SS4	3/4	0.0005	0.9995	0.0023	0.9977
San Giorgio	SS4	3/4	0.0005	0.9995	0.0023	0.9977

Tabella 45 Probabilità di interruzione delle gallerie ricadenti nell'area di studio

Per quanto riguarda l'indisponibilità della galleria, l'opera è stata considerata indisponibile a seguito di un danneggiamento uguale o superiore a livello D2 secondo la classificazione usata per la costruzione delle curve di fragilità ed in accordo con il modello di fragilità adottato (ALA 2001). Nella tabella 45 sono riportate le probabilità interruzione delle gallerie analizzate e i relativi valori di affidabilità (probabilità di non interruzione) nelle due ipotesi di buona qualità costruttiva e qualità medio basse. Nel primo caso la probabilità di interruzione risulta di un ordine di grandezza più bassa della probabilità di interruzione dei ponti e viadotti, mentre nel secondo caso risulterebbero paragonabili.

6.7 Individuazione degli archi più vulnerabili

Calcolate le probabilità di interruzione dei singoli elementi della strada che nel nostro caso studio sono rappresentati da elementi di 40 m per individuare gli archi più vulnerabili della rete è necessario combinare le diverse probabilità. Per i viadotti per i quali è stato adottato il metodo Risk-Ue è necessario combinare la probabilità di danneggiamento dovuto all'accelerazione sismica con la probabilità di danneggiamento dovuta allo spostamento permanente del terreno e pertanto le probabilità di eccedenza dei diversi stati di danno sono ottenute attraverso le espressioni:

$$P(D \geq D_1) = P(D \geq D_1|SA(1s)_i) + P(D \geq D_1|PGD_i) - P(D \geq D_1|SA(1s)_i) * P(D \geq D_1|PGD_i)$$

$$P(D \geq D_2) = P(D \geq D_2|SA(1s)_i) + P(D \geq D_2|PGD_i) - P(D \geq D_2|SA(1s)_i) * P(D \geq D_2|PGD_i)$$

$$P(D \geq D_3) = P(D \geq D_3|SA(1s)_i) + P(D \geq D_3|PGD_i) - P(D \geq D_3|SA(1s)_i) * P(D \geq D_3|PGD_i)$$

$$P(D \geq D_4) = P(D \geq D_4|SA(1s)_i) + P(D \geq D_4|PGD_i) - P(D \geq D_4|SA(1s)_i) * P(D \geq D_4|PGD_i)$$

Per quanto riguarda le gallerie il modello adottato considera i soli effetti dovuti all'accelerazione sismica espressa in termini di PGA, e anche per il corpo stradale i livelli di danneggiamento sono espressi soltanto in funzione degli spostamenti permanenti indotti dal sisma.

Calcolate le probabilità di eccedenza di ogni stato di danno del singolo elemento è possibile calcolare le probabilità di danneggiamento per ogni stato di danno con le seguenti espressioni:

$$P(D = D_0) = 1 - P(D \geq D_1)$$

$$P(D = D_1) = P(D \geq D_1) - P(D \geq D_2)$$

$$P(D = D_2) = P(D \geq D_2) - P(D \geq D_3)$$

$$P(D = D_3) = P(D \geq D_3) - P(D \geq D_4)$$

$$P(D = D_4) = P(D \geq D_4)$$

La probabilità di interruzione del singolo elemento può essere calcolata con le espressioni descritte nei paragrafi precedenti mentre la probabilità di interruzione del singolo arco stradale può essere calcolata con l'espressione descritta nel capitolo 2:

$$P_{int. arco} = 1 - \prod_{i:1}^n (1 - P_{int. i})$$

La procedura sopra descritta è stata applicata ai tratti di SS4 Salaria e SS 685 ricadenti nell'area di studio. Entrambi le tratte di SS 4 e SS685 sono state suddivise in archi ovvero tronchi compresi tra due uscite e per ogni arco è stata calcolata la probabilità di interruzione combinando le probabilità dei singoli componenti (ponti, viadotti, corpo stradale) dell'arco. In figura 147 sono riportati le due tratte di SS4 e SS685 analizzate e la relativa suddivisione in archi.

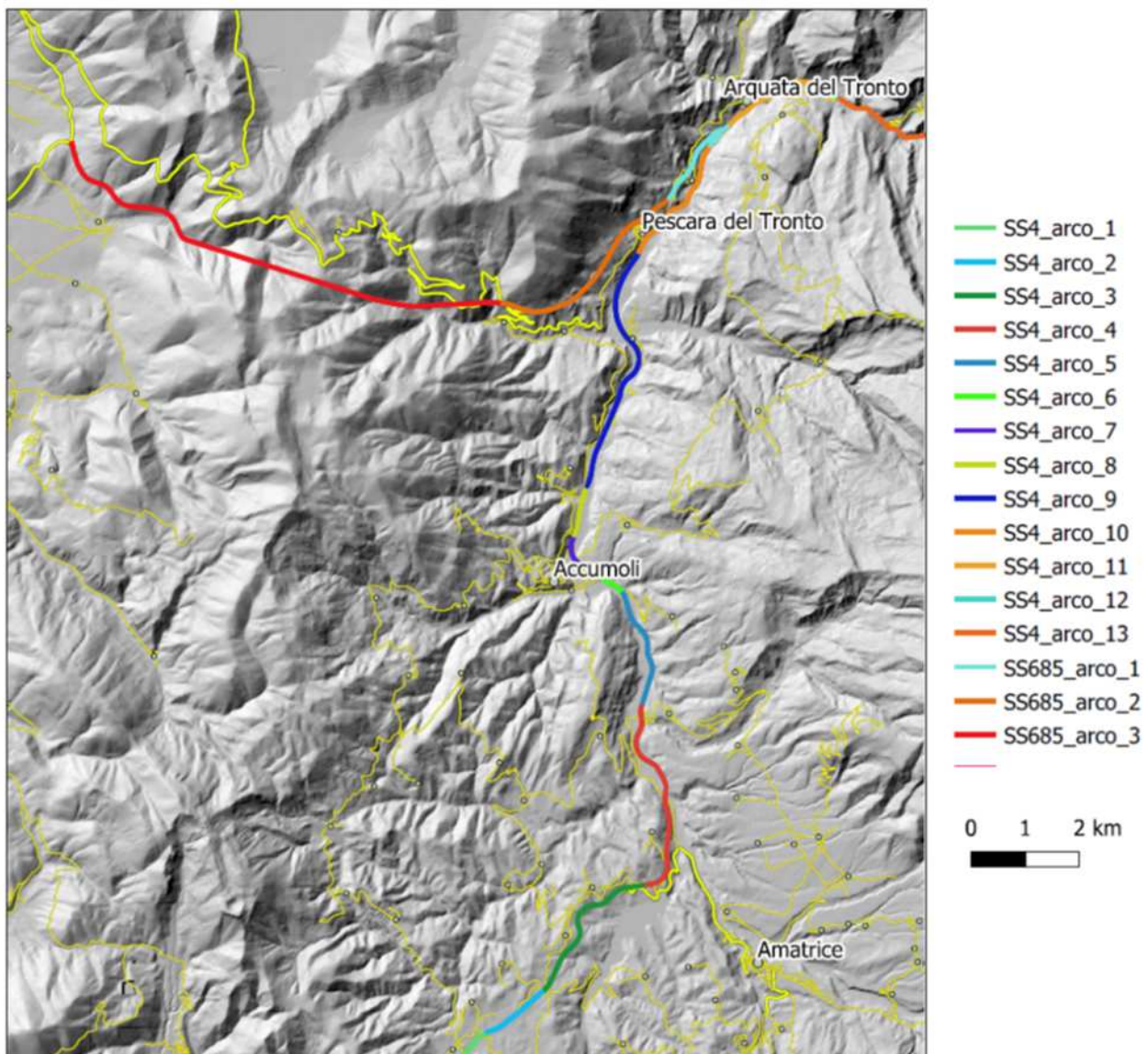


Figura 147 Individuazione degli archi della SS4 e della SS685 ricadenti nell'area di studio

Nell'istogramma riportato nella figura 148 vengono riportate le estensioni chilometriche di ogni singolo arco. In linea generale se i componenti elementari dell'arco presentano la stessa affidabilità maggiore è la lunghezza dell'arco e maggiore sarà la probabilità di interruzione.

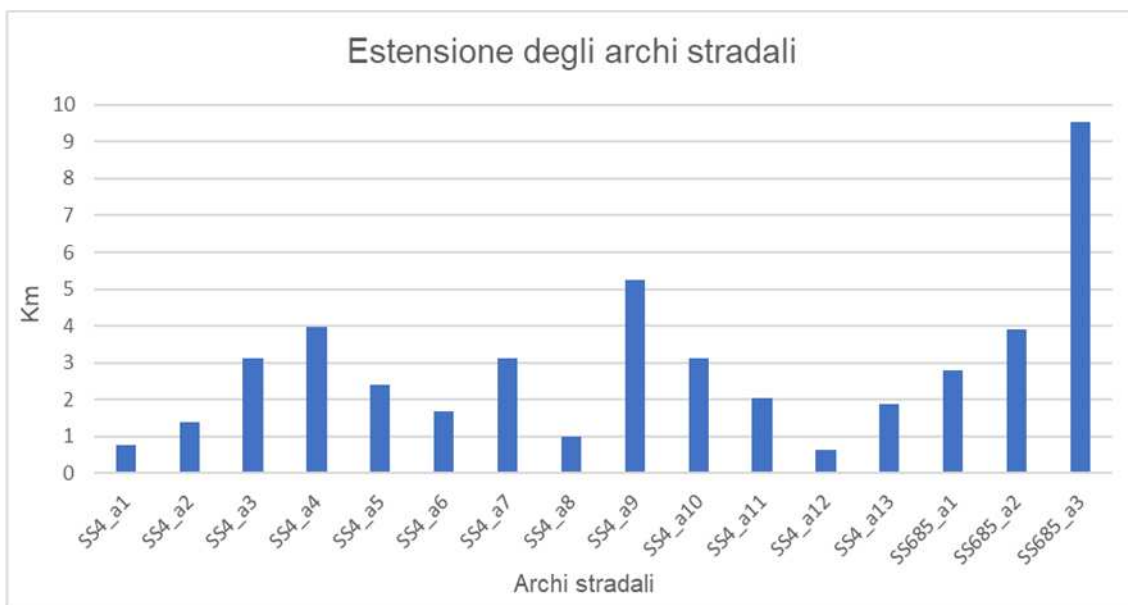


Figura 148 Estensione degli archi della SS4 e della SS685 analizzati

Negli istogrammi riportati nelle figure 149 e 150 sono state rappresentate le probabilità di interruzione dei singoli archi. Gli archi a2 e a3 relativi alla SS 685 risultano a maggior vulnerabilità ed in effetti sono le tratte che sono state maggiormente danneggiate dagli eventi sismici e che hanno subito le maggiori chiusure. Ciò sia per la vicinanza alla zona di faglia che ha originato la scossa del 30 ottobre sia per la costituzione degli archi formati da un serie continua di viadotti e gallerie. Inoltre come si evince dai citati istogrammi i risultati in termine di probabilità di interruzione sono confrontabili per entrambi i modelli di fragilità adottati per il corpo stradale che fanno riferimento a due diverse correlazioni per la stima degli spostamenti degli spostamenti attesi.

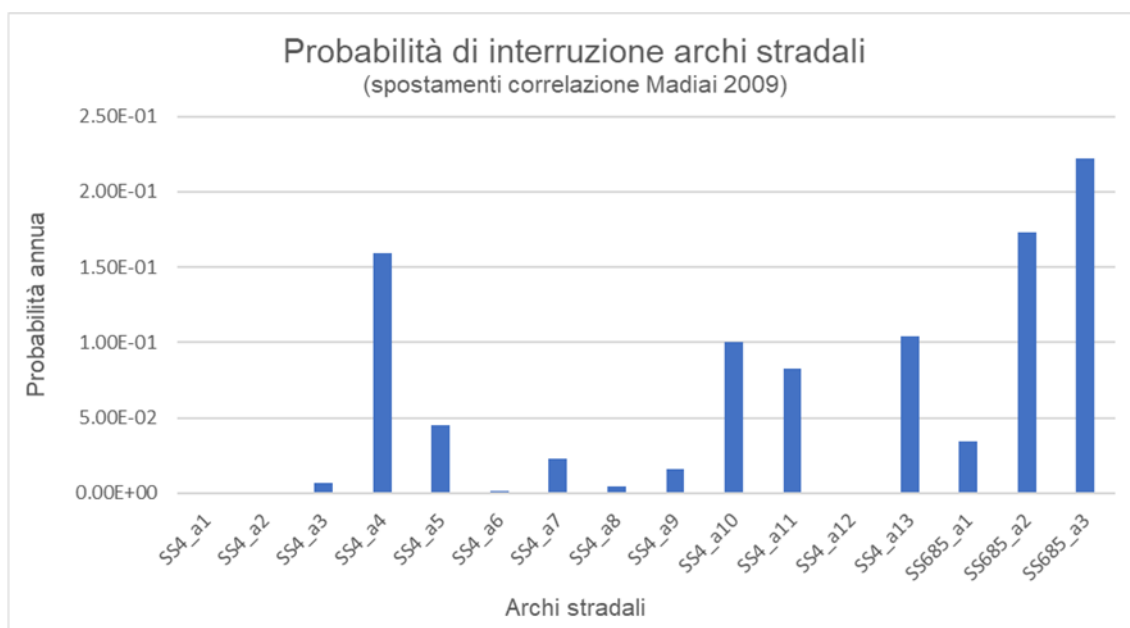


Figura 149 Probabilità di interruzione degli archi stradali della SS4 e SS 685 calcolata stimando gli spostamenti con la correlazione Madi ai 2009

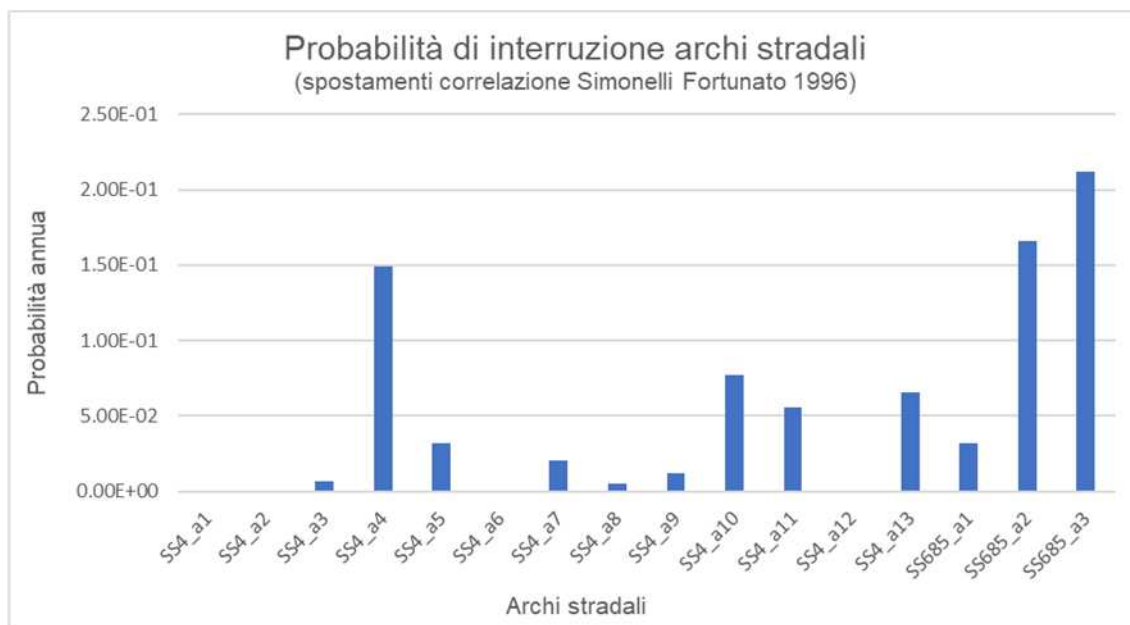


Figura 150 Probabilità di interruzione degli archi stradali della SS4 e SS 685 calcolata stimando gli spostamenti con la correlazione Simonelli e Fortunato 1996

6.8 Valutazione della funzionalità della rete stradale

I risultati ottenuti in termini di probabilità di interruzione dei singoli archi stradali costituiscono l'elemento di integrazione tra le metodologie di analisi sistemiche di una rete stradale e le metodologie di analisi di vulnerabilità delle singole componenti che compongono il sistema. Le usuali metodologie di valutazione della vulnerabilità di una rete stradale o di valutazione dell'affidabilità di una rete stradale soggetta a eventi incidentali (Cipriani 2011) sono in grado di individuare gli elementi più importanti di una rete stradale, vale a dire quegli elementi che se interrotti possono provocare un aumento generalizzato dei tempi e dei costi del trasporto ma non sono in grado di fornire indicazioni sulla probabilità che una tale occasione possa verificarsi ne tantomeno possono fornire una indicazione in merito ai tempi di ripristino dell'elemento interrotto. La metodologia sopra applicata consente invece di mettere in relazione eventi naturali o antropici interferenti con l'infrastruttura e caratteristiche dell'infrastruttura al fine di fornire la stima della probabilità di interruzione degli archi stradali. Una volta ricavata tale informazione è possibile adottare gli algoritmi sull'analisi delle reti di trasporto per valutare come l'interruzione degli archi più vulnerabili possono impattare sui tempi di percorrenza della rete. L'analisi può essere svolta sia con riferimento alla gestione di situazioni emergenziali in cui le origini possono essere i punti di partenza dei soccorsi e le destinazioni possono essere i centri da soccorrere sia con riferimento a scenari di più lungo termine in cui si analizzano i flussi di traffico nelle varie configurazioni di ripristino della rete tenendo in conto le tempistiche che possono essere stimate per ogni arco stradale.

7 Conclusioni

Tutti sono concordi sull'idea che le infrastrutture stradali rivestono un ruolo fondamentale e strategico sia nello sviluppo economico e sociale di un paese sia nella gestione di scenari emergenziali. Tale consapevolezza ha orientato la ricerca verso lo sviluppo di metodologie di valutazione della sicurezza di tali importanti infrastrutture per supportare i diversi soggetti che a vario titolo le utilizzano o le gestiscono. Infatti i Gestori hanno bisogno di strumenti che permettano di confrontare i livelli di affidabilità dei vari archi della rete al fine di individuare interventi di miglioramento su cui allocare le scarse risorse a disposizione. I soggetti responsabili di compiti di protezione civile hanno bisogno di individuare quali percorsi utilizzare nella pianificazione della gestione di possibili situazioni emergenziali ovvero definire una rete strategica. Tutti i soggetti coinvolti, ognuno per le proprie competenze, hanno la necessità di avere un chiaro quadro sulle condizioni dell'infrastruttura stradale sia nella situazione attuale ma soprattutto in previsione di possibili eventi incidentali che possono interferire con l'infrastruttura. Ciò è possibile solo attraverso strumenti che permettano di valutare nel modo più oggettivo possibile la vulnerabilità dell'infrastruttura al fine di programmare preventivamente gli interventi di miglioramento per aumentarne le prestazioni e la resilienza, e/o individuare le misure gestionali più adeguate per mitigare il rischio di isolamento di porzioni di territorio.

A riguardo nell'ambito del presente studio è stata messa in evidenza la scarsa integrazione tra le metodologie di analisi di vulnerabilità strutturale delle singole componenti che compongono il sistema e le metodologie di analisi sistemiche di una rete stradale. Manca, cioè, un approccio integrato che sappia mettere insieme i risultati delle metodologie di dettaglio, sviluppate nei diversi settori dell'ingegneria, per valutare gli effetti che alcuni eventi possano generare sulla funzionalità dell'infrastruttura stradale, ed i modelli di valutazione delle prestazioni funzionali della rete stradale. Il tema della vulnerabilità dell'infrastruttura stradale, spesso, è affrontato con approcci settoriali, definizioni e concetti variabili e metodi parziali, manca, in definitiva, una valutazione d'insieme che consenta di avere una mappatura complessiva della vulnerabilità della rete. Nel primo capitolo sono state messi in evidenza proprio le diverse definizioni di vulnerabilità che si riferiscono a punti di vista differenti nell'approcciare il tema della vulnerabilità dell'infrastruttura.

Nel progetto di ricerca, cercando di affrontare la problematica tenendo in conto i diversi punti di vista, è stato proposto un modello integrato in grado di fornire un indicatore complessivo della vulnerabilità del singolo arco stradale sulla base di elementi oggettivi e misurabili, da utilizzare come dato di input nelle analisi sistemiche delle reti. Per fare ciò è necessario valutare gli effetti sulla funzionalità stradale di tutti i fattori di pericolo interferenti con l'infrastruttura. Tali effetti possono essere valutati attraverso la definizione di un modello di rischio in cui la vulnerabilità è definita come legame funzionale tra sollecitazione e risposta in termini di disponibilità del sistema. Bisogna cioè mettere in relazione fattori di pericolo naturali o antropici, caratteristiche dell'infrastruttura e livello funzionale dell'infrastruttura a seguito di un dato evento. Tali relazioni possono essere valutati solo

attraverso un approccio multidisciplinare in cui vengono messi a sistema le migliori metodologie sviluppate nei singoli settori dell'ingegneria: aspetti strutturali, idraulici, geotecnici, trasportici ecc. Una volta definito il legame funzionale tra territorio, attività antropiche e infrastruttura si possono individuare gli archi deboli della rete e valutare quindi l'impatto della indisponibilità di uno o più archi vulnerabili sulle prestazioni generali della rete. Nel secondo capitolo è stata descritta l'architettura del modello proposto, che necessariamente deve presentare una struttura modulare. Ogni modulo si riferisce ad uno specifico fattore di pericolo, ognuno dei quali contribuisce alla valutazione della probabilità di indisponibilità dell'arco stradale. La valutazione del contributo di ogni fattore di pericolo richiede, per ognuno di detti fattori, la definizione della curva di pericolosità e la definizione dei corrispondenti modelli di fragilità dei singoli elementi stradali. I fattori di pericolo devono essere messi in relazione con gli elementi dell'infrastruttura stradale attraverso delle funzioni di danno o funzioni di fragilità che siano in grado di legare i livelli di danneggiamento con i livelli di sollecitazione del pericolo considerato. L'individuazione sia dei modelli di pericolosità e sia dei modelli di fragilità più idonei richiede necessariamente il contributo dei diversi settori dell'ingegneria che debbono poi trovare una sintesi nella valutazione complessiva della vulnerabilità dell'infrastruttura. Nel progetto di ricerca non è stato possibile esaminare tutte le tematiche relative ai possibili fattori di pericolo e sono stati approfonditi alcuni dei fattori di pericolo più rilevanti soprattutto con riferimento al contesto territoriale oggetto di studio, ovvero il pericolo sismico e idrogeologico. Il terzo e quarto capitolo sono stati dedicati proprio all'analisi bibliografica dei modelli sviluppati a livello nazionale e internazionale per la trattazione del pericolo sismico e per il pericolo idrogeologico ovvero frane ed alluvioni.

Il caso di studio è stato sviluppato con riferimento al solo pericolo sismico, cogliendo l'opportunità di poter analizzare i dati sulle criticità verificatesi sulla rete stradale del centro Italia a seguito della sequenza sismica iniziata nell'agosto del 2016. Infatti nell'ambito del progetto di ricerca è stata attivata una collaborazione con la struttura del Soggetto Attuatore per il ripristino della viabilità nei territori interessati dagli eventi sismici dal 2016 (ex OCDPC 408/2016 – art.4) istituita presso ANAS S.p.A.. Il Soggetto Attuatore ha avuto il compito di censire tutte le criticità occorse sulle infrastrutture viarie a seguito dei suddetti eventi sismici per effettuare il ripristino, operando su un'area di circa 7500 mq che ricade a cavallo di 4 regioni, coinvolge 131 comuni per una estesa complessiva di circa 15.000 Km di strade.

Il lavoro di raccolta, analisi e catalogazione dell'enorme mole di informazioni raccolte dal Soggetto Attuatore su circa 1400 schede di sopralluogo, nonché nei progetti di ripristino delle viabilità colpite, è stato illustrato e sintetizzato nel capitolo quinto.

La disponibilità di detti dati, come descritto nel sesto capitolo, ha consentito di poter verificare l'applicabilità di alcuni modelli, elaborati in contesti diversi da quelli italiani. Sono state effettuate back analysis e analisi statistiche su alcuni modelli di fragilità per le opere d'arte maggiore utilizzando un campione di 20 gallerie e 24 tra ponti e viadotti. E' stato sviluppato un modello originale per valutare la fragilità dell'infrastruttura stradale rispetto agli spostamenti permanenti indotti dal sisma

con riferimento ai danni diretti sull'infrastruttura stessa. Con riferimento ai danni indiretti derivanti dall'ambiente circostante è stata proposta una metodologia per l'individuazione delle aree a maggior rischio di crolli in roccia che possano ostruire l'infrastruttura viaria. Una volta definiti i modelli di fragilità per i diversi elementi della strada la metodologia descritta nel secondo capitolo, è stata applicata ad una porzione della rete stradale del centro Italia, per una estensione di circa 516 Km di lunghezza insistente su un'area di circa 530 Km². Si è ottenuta quindi la mappatura delle tratte più vulnerabili, rispetto al pericolo sismico, della rete oggetto di studio suddividendo l'intera rete in classi di probabilità di interruzione annua. Per le strade di competenza di ANAS SpA ovvero la SS685 e la SS 4 Salaria sono stati infine individuati gli archi più vulnerabili aggregando i dati relativi ai singoli elementi della strada. I risultati ottenuti sono apparsi coerenti con le criticità rilevate durante gli eventi sismici del 2016.

Gli sviluppi futuri della metodologia proposta prevedono l'affinamento dei modelli di fragilità adottati per il rischio sismico e la definizione dei modelli di fragilità per gli altri fattori di rischio che possono interferire con l'infrastruttura stradale. Una volta definiti i modelli di fragilità per tutti i fattori di rischio descritti nel secondo capitolo sarà possibile implementare in maniera completa la metodologia proposta in qualsiasi contesto.

8 Ringraziamenti e riconoscimenti

A conclusione di questo lavoro di tesi, sento il dovere di ringraziare le persone che hanno contribuito in vario modo allo sviluppo del progetto di ricerca e alla mia crescita professionale.

Innanzitutto ringrazio i miei tutor di riferimento la prof.ssa Mara Lombardi e il prof. Giuseppe Cantisani per la disponibilità dimostrata e per la loro costante attività di indirizzo e supporto durante tutto il percorso.

Ringrazio l'ing. Fulvio Maria Soccodato di ANAS SpA, Soggetto Attuatore di Protezione Civile per il ripristino della viabilità nei territori interessati dagli eventi sismici dal 2016, sia per aver fornito i dati per la verifica e taratura dei modelli di fragilità implementati nel caso di studio sia per gli utili suggerimenti forniti a partire dalle fasi iniziali di studio.

Un particolare ringraziamento all'ing. Fabrizio De Franciscis di ANAS SpA, coordinatore della struttura del Soggetto Attuatore per il sisma del centro Italia per la sua disponibilità ed il suo costante supporto per l'interpretazione e l'analisi della grande mole di dati che sono stati messi a disposizione e all'ing. Gabriele Giovannini di ANAS SpA.

Ringrazio il prof. Massimo Guarascio per i preziosi spunti di approfondimento e per i suggerimenti utili al conseguimento degli obiettivi della ricerca, la coordinatrice del corso di Dottorato prof. Paola Di Mascio per la sua disponibilità, il prof. Giuseppe Sappa e il prof. Gerardo Grelle per i loro consigli e supporto per gli aspetti geologici e geotecnici, l'ing. Giuliano Rossi per l'aiuto sul trattamento statistico dei dati e il dott. Luciano Papacchini per la rilettura delle bozze.

Un sincero ringraziamento al mio ex Direttore dott. Luigi Maggio e ai colleghi Giovanni, Rita, Luciana, Bruna e Francesca Grazia che hanno reso possibile questa esperienza di dottorato.

9 Bibliografia

- Albarelo D. (2014) Una procedura per la valutazione della magnitudo di riferimento per lo studio della liquefazione convegno GNGTS 2014
- Allen, T. I., and Wald, D. J., 2009, On the use of high-resolution topographic data as a proxy for seismic site conditions (V_s30), Bulletin of the Seismological Society of America, 99, no. 2A, 935-943.
- AllTrain project (2013-2015) All-Hazard Guide for Transport Infrastructure www.alltrain-project.eu
- Ambraseys N. N., Menu J. M. (1988) - Earthquake-induced ground displacement. Earthquake Engineering and Soil Dynamics, vol.XVI, pp. 985-1006.
- American Lifelines Alliance. (2001). Seismic Fragility Formulations for Water Systems: Guideline. American Lifelines Alliance.
- Andreotti, G., & Lai, C. G. (2019). Use of fragility curves to assess the seismic vulnerability in the risk analysis of mountain tunnels. Tunnelling and Underground Space Technology, 91, 103008.
- Anne Kiremidjian, James Moore, Yue Yue Fan , Ozgur Yazlali , Nesrin Basoz & Meredith Williams (2007) Seismic Risk Assessment of Transportation Network Systems, Journal of Earthquake Engineering, 11:3, 371-382,
- Argyroudis, S. A., & Pitilakis, K. D. (2012). Seismic fragility curves of shallow tunnels in alluvial deposits. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 35, 1-12.
- Argyroudis, S., Kaynia, A. M., & Pitilakis, K. (2013). Development of fragility functions for geotechnical constructions: application to cantilever retaining walls. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 50, 106-116.
- Baeza, C., & Corominas, J. (2001). Assessment of shallow landslide susceptibility by means of multivariate statistical techniques. Earth Surface Processes and Landforms: The Journal of the British Geomorphological Research Group, 26(12), 1251-1263.
- Baiocchi V., Dominici D., Guarascio M., Lombardi M., Vatore F. (2017) Mapping seismic vulnerability in buildings by means of open source tools and open data.
- Bartolomei, A., Brugioni, M., Canuti, P., Casagli, N., Catani, F., Ermini, L., ... & Tofani, V. (2006). Analisi della suscettibilità da frana a scala di bacino (Bacino del Fiume Arno, Toscana-Umbria, Italia). Giornale di Geologia applicata, 3, 189-195.
- Basoz, N. I., Kiremidjian, A. S., King, S. A., & Law, K. H. (1999). Statistical analysis of bridge damage data from the 1994 Northridge, CA, earthquake. Earthquake Spectra, 15(1), 25-54.
- Berdica, K. (2002). An introduction to road vulnerability: what has been done, is done and should be done. Transport policy, 9(2), 117-127.
- Biondi, G., Cascone, E., & Rampello, S. (2011). Valutazione del comportamento dei pendii in condizioni sismiche. Rivista italiana di geotecnica, 45(1), 9-32.
- Biondi G, Condorelli A., Maugeri M., Mussumeci G. (2006) capitolo 6 Valutazione di effetti indotti: instabilità dei versanti in condizioni sismiche del Rapporto esteso Comitato tecnico 3.2 AIPCR - metodologie di valutazione del rischio sismico sulle infrastrutture viarie

- Biondi G, Condorelli A., Mussumeci G., Maugeri M. (2004) Il metodo degli spostamenti nella valutazione in ambiente gis del rischio sismico di frana su vasta scala. Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica 2004 - IARG 2004 Trento, 7-9 luglio 2004
- Birkmann, J. (2006). Measuring vulnerability to promote disaster-resilient societies: Conceptual frameworks and definitions. *Measuring vulnerability to natural hazards: Towards disaster resilient societies*, 1, 7-54.
- Bisci C. & Dramis F. (1992) - Il concetto di attività in geomorfologia: problemi e metodi di valutazione. *Geografia Fisica e Dinamica Quaternaria*, 14 (2), 193-199.
- Bohle, H.-G. (2001) "Vulnerability and Criticality: Perspectives from Social Geography", IHDP Update 2/2001, Newsletter of the International Human Dimensions Programme on Global Environmental Change: 1–5.
- Bollin, C., Cárdenas, C., Hahn, H., & Vatsa, K. S. (2003). Disaster risk management by communities and local governments. Inter-American Development Bank. <https://publications.iadb.org>
- Cafiso S., Colombrita F., Colombrita R., Condorelli A., D'Andrea A., Mussumeci G. (2006) capitolo 4 valutazione del rischio sismico di infrastrutture viarie extraurbane del Rapporto esteso Comitato tecnico 3.2 AIPCR - metodologie di valutazione del rischio sismico sulle infrastrutture viarie
- Cafiso S., Condorelli A. & Mussumeci G. (2005) Functional Analysis of The Urban Road Network In Seismic Emergencies: A GIS Application on Catania city. *WIT Transactions on State-of-the-art in Science and Engineering* vol. 8 393-408.
- Cafiso S., Condorelli A. Cutrona G. & Mussumeci G. (2004) A seismic network reliability evaluation on a GIS environment – a case study on Catania province *Risk Analysis* IV C. A. Brebbia (Editor) 132-140
- Cai Z., Bathurst R. J. (1996) - Deterministic sliding block methods for estimating seismic displacements of earth structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. XV, n.4, pp. 255-268.
- Canuti, P., Casagli, N., & Gruppo nazionale per la difesa dalle catastrofi idrogeologiche. (1994). Considerazioni sulla valutazione del rischio di frana. Atti convegno CNR-GNDCI "Fenomeni Franosi e Centri Abitati" Bologna 1994.
- Cardarilli, M., Lombardi, M., & Guarascio, M. (2018). Preventive Planning Model For Rescue Priority Management In Seismic Emergency. *International Journal of Safety and Security Engineering*, 8(2), 307-319.
- Carrara A., D'Elia B., Semenza E., (1987). Classificazione e nomenclatura dei fenomeni franosi. *Geol. Appl. e Idrogeol.*, 20 (2), 1985, 223-243.
- Carreño, M. L., Cardona, O. D., & Barbat, A. H. (2007). Urban seismic risk evaluation: a holistic approach. *Natural Hazards*, 40(1), 137-172.
- Catani, F., Lagomarsino, D., Segoni, S., & Tofani, V. (2013). Landslide susceptibility estimation by random forests technique: sensitivity and scaling issues. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 13(11), 2815-2831.

Cenni N., Mantovani E., Baldi P., Viti M., 2012. Present kinematics of Central and Northern Italy from continuous GPS measurements. *J. Geodynamics*, 58, 62-72, doi:10.1016/j.jog.2012.02.004.

Cepeda, J., Colonnelli, S., Meyer, N. K., & Kronholm, K. (2012). SafeLand Deliverable D1. 5: statistical and empirical models for prediction of precipitation-induced landslides.

Chang, S. E., & Nojima, N. (2001). Measuring post-disaster transportation system performance: the 1995 Kobe earthquake in comparative perspective. *Transportation Research Part A: Policy and Practice*, 35(6), 475-494.

Chang, S. E. (2003). Transportation planning for disasters: an accessibility approach. *Environment and Planning A*, 35(6), 1051-1072.

Chen, Z., Shi, C., Li, T., & Yuan, Y. (2012). Damage characteristics and influence factors of mountain tunnels under strong earthquakes. *Natural hazards*, 61(2), 387-401.

Cipriani, E., Fusco, G., & Nigro, M. (2011). Network reliability methodology for unusual events. Transport management and land-use effects in presence of unusual demand. *Selected papers: Selected papers*, 101.

Cirianni, F., & Leonardi, G. (2012). Una metodologia di analisi per la valutazione della vulnerabilità dei sistemi infrastrutturali.

Cirianni, F., Fonte, F., Leonardi, G., & Scopelliti, F. (2012). Analysis of lifelines transportation vulnerability. *Procedia-Social and Behavioral Sciences*, 53, 29-38.

Cirianni, F., Fonte, F., Leonardi, G., & Scopelliti, F. (2012). Analysis of lifelines transportation vulnerability. *Procedia-Social and Behavioral Sciences*, 53, 29-38.

Collison, A., Wade, S., Griffiths, J., & Dehn, M. (2000). Modelling the impact of predicted climate change on landslide frequency and magnitude in SE England. *Engineering Geology*, 55(3), 205-218.

Comegna, L., Picarelli, L., Bucchignani, E., & Mercogliano, P. (2013). Potential effects of incoming climate changes on the behaviour of slow active landslides in clay. *Landslides*, 10(4), 373-391.

Condorelli A. Mussumeci G. (2006) capitolo 3 Moderni strumenti per la valutazione del rischio: i sistemi informativi geograici del Rapporto esteso Comitato tecnico 3.2 AIPCR - metodologie di valutazione del rischio sismico sulle infrastrutture viarie.

Corigliano, M., Lai, C. G., & Barla, G. (2007). Seismic vulnerability of rock tunnels using fragility curves. In 11th ISRM Congress. International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering.

Corominas, J., van Westen, C., Frattini, P., Cascini, L., Malet, J., Fotopoulou, S., Catani F., Van Den Eeckhaut M., Mavrouli O., Agliardi F., Pitilakis K., Winter M.G., Pastor M., Ferlisi S., Tofani V., Hervás J., Smith J.T. (2014). Recommendations for the quantitative analysis of landslide risk. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 73(2), 209-263.

Crespellani T., Madaia C., Vannucchi G. (1998) - Earthquake destructiveness potential factor and slope stability. *Géotechnique*, 48, n.3, pp. 411- 419.

Crichton, D. (1999) "The Risk Triangle", *Natural Disaster Management*, Ingleton, J., (ed), Tudor Rose London, 1999.

- Crosta G.B., Frattini P. (2003) Distributed modelling of shallow landslides triggered by intense rainfall. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 3, 81-93
- Cruden D.M. & Varnes D.J. (1996) Landslide types and processes. In: A.K. Turner, R.L. Schuster (eds) *Landslides investigation and mitigation* (Special report 247, pp. 36-75). Transportation Research Board, Washington, D.C.
- D'Andrea, A., Cafiso, S., & Condorelli, A. (2005). Methodological considerations for the evaluation of seismic risk on road network. *pure and applied geophysics*, 162(4), 767-782.
- D'Andrea, A., Condorelli A., (2006). Metodologie di valutazione del rischio sismico sulle infrastrutture viarie Comitato Tecnico 3.2 "Gestione dei rischi legati alle strade" AIPCR XXV convegno Nazionale Stradale pag 78-91- Napoli 4-7 ottobre 2006.
- David k. Keefer (2002) Investigating landslides caused by earthquakes – a historical review
- De Ferrari R., Barani S., Ferretti G., Bottero D. (2015) Analisi della pericolosità sismica per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione del territorio ligure convegno GNGTS 2015
- Delmonaco, G., Margottini C., Puglisi C., Spizzichino D., Falconi L. (2008) Linee guida per la salvaguardia dei beni culturali dai rischi naturali - Fascicolo II - Linee guida per il rischio da frane
- Del Prete M, Giacciari E, Trisorio-Liuzzi G. (1992). Rischio da frane intermittenti a cinematica lenta. Rapporto U.O. 2.37, GNDCI.
- Dowding, C. H., & Rozan, A. (1978). DAMAGE TO ROCK TUNNELS FROM EARTHQUAKE SHAKING. *ASCE J Geotech Eng Div*, 104(2), 175-191.
- DRM- Délégation aux Risques Majeurs (1990) - Les études préliminaires à la cartographie réglementaire des risques naturels majeurs. Secrétariat d' État auprès du Premier ministre chargé de l'Environnement et de la Prévention des Risques technologiques et naturels majeurs. La Documentation Française. 143pp.
- Drobinski, P., Da Silva, N., Panthou, G., Bastin, S., Muller, C., Ahrens, B., ... & Güttler, I. (2018). Scaling precipitation extremes with temperature in the Mediterranean: past climate assessment and projection in anthropogenic scenarios. *Climate dynamics*, 51(3), 1237-1257.
- El-Rashidy, R. A., & Grant-Muller, S. M. (2014). An assessment method for highway network vulnerability. *Journal of Transport Geography*, 34, 34-43.
- Ermini, L., Catani, F., & Casagli, N. (2005). Artificial neural networks applied to landslide susceptibility assessment. *Geomorphology*, 66(1-4), 327-343.
- Falasci, F., Giacomelli, F., Federici, P. R., Puccinelli, A., Avanzi, G. A., Pochini, A., & Ribolini, A. (2009). Logistic regression versus artificial neural networks: landslide susceptibility evaluation in a sample area of the Serchio River valley, Italy. *Natural Hazards*, 50(3), 551-569.
- Fell, R. (1994). Landslide risk assessment and acceptable risk. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(2), 261-272.
- Fell R., Corominas J., Bonnard C., Cascini L., Leroi E., Savage W.Z. on behalf of the JTC-1 Joint Technical Committee on Landslides and Engineered Slopes (2008) Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land-use planning. *Engineering Geology* 102, 99–111

Flageollet J.C. (1994). The time dimension in the mapping of earth movements. In: Casale R., Fantechi R. & Flageollet J.C. (1994) "Temporal Occurrence and Forecasting of Landslides in the European Community". Programme EPOCH. Final Report, 1, 7-20

Forte, G., Silvestri, F., Lanzano, G., de Magistris, F. S., & Fabbrocino, S. (2012) valutazione della suscettibilità all'insacco di frane sismoindotte nell'area di Campobasso mediante approccio GIS IARG 2012 Padova, 2-4 luglio 2012.

Galli P., Meloni F. (1993) - Nuovo catalogo nazionale dei processi di liquefazione avvenuti in occasione dei terremoti storici in Italia.

Grelle, G., & Guadagno, F. M. (2013). Regression analysis for seismic slope instability based on a double phase viscoplastic sliding model of the rigid block. *Landslides*, 10(5), 583-597.

Grelle, G., Revellino, P., Donnarumma, A., & Guadagno, F. M. (2011). Bedding control on landslides: a methodological approach for computer-aided mapping analysis. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 11(5), 1395.

Gruppo di Lavoro INGV sul terremoto in centro Italia (2016). Rapporto di sintesi sul Terremoto in centro Italia Mw 6.5 del 30 ottobre 2016, doi: 10.5281/zenodo.166019

Gruppo di lavoro MS, 2008. Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica. Conferenza delle Regioni e delle Province autonome - Dipartimento della protezione civile, Roma, 3 vol. e Dvd

Guarascio, M., Lombardi, M., Rossi, G., & Sciarra, G. (2007). Risk analysis and acceptability criteria. *WIT Transactions on the Built Environment*, 94.

Guarascio, M., Lombardi, M., Rossi, G., & Sciarra, G. (2007). Road tunnel safety rules in Italy: the tunnel country. *WIT Transactions on The Built Environment*, 94.

Guarascio, M., Lombardi, M., Rossi, G., & Sciarra, G. (2009). Geostatistics/reliability based risk analysis of the Vajont landslide. *WIT Transactions on The Built Environment*, 108, 607-615.

Guzzetti, F (2015) frane e alluvioni, una lunga storia italiana - *Ecoscienza* numero 3 Anno 2015.

HAZUS MR4 Multi-hazard Loss Estimation Methodology - Earthquake Model - Technical Manual, Developed by Department of Homeland Security Emergency Preparedness and Response Directorate/FEMA Mitigation Division Washington, D.C. Under a contract with: National Institute of Building Sciences Washington, D.C..

Hashash, Y. M., Hook, J. J., Schmidt, B., John, I., & Yao, C. (2001). Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and underground space technology*, 16(4), 247-293.

Herrera, G., Mateos, R. M., García-Davalillo, J. C., Grandjean, G., Poyiadji, E., Maftei, R., ... & Trigila, A. (2018). Landslide databases in the Geological Surveys of Europe. *Landslides*, 15(2), 359-379..

Husdal, J. (2004). Reliability and vulnerability versus cost and benefits. In Proc. 2nd Int. Symp. Transportation Network Reliability (INSTR). Christchurch, New Zealand (pp. 180-186).

Idriss I.M. (1985) – Evaluating seismic risk in engineering practice. Proc. 11th ICSMFE, S. Francisco, 1, pp. 255-320.

Jaiswal, P., Van Westen, C.J., and Jetten, V. (2010). Quantitative assessment of direct and indirect landslide risk along transportation lines in southern India. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 10(6): 1253–1267. doi:10.5194/nhess-10-1253-2010.

Jenelius, E., & Mattsson, L. G. (2015). Road network vulnerability analysis: Conceptualization, implementation and application. *Computers, environment and urban systems*, 49, 136-147.

Jenelius, E., & Mattsson, L. G. (2012). Road network vulnerability analysis of area-covering disruptions: A grid-based approach with case study. *Transportation research part A: policy and practice*, 46(5), 746-760.

Jenelius, E. (2010). Considering the user inequity of road network vulnerability.

Jenelius, E. (2007). Incorporating dynamics and information in a consequence model for road network vulnerability analysis. In 3rd International Symposium on Transport Network Reliability (INSTR), e Hague, e Netherlands.

Jenelius, E., & Mattsson, L. G. (2006). Developing a methodology for road network vulnerability analysis. *Nectar Cluster*, 1, 1-9.

Jenelius, E., Petersen, T., & Mattsson, L. G. (2006). Importance and exposure in road network vulnerability analysis. *Transportation Research Part A: Policy and Practice*, 40(7), 537-560.

Jibson R.W. (2007) - Regression models for estimating coseismic landslide displacement. *Engineering Geology*, vol. XCI, nn. 2-4, pp. 209-218.

Jibson, R.W., Harp, E.L., Michael, J.A. (1998), A method for producing digital probabilistic seismic landslide hazard maps: an example from the Los Angeles, California, area. US Geological Survey, O-F Report. pp. 98-113.

Jibson R.W. (1993) - Predicting earthquake-induced landslide displacements using Newmark's sliding block analysis. *Transportation Research Record* 1411, pp. 9–17.

Kaundinya, I., Nisancioglu, S., Kammerer, H., & Oliva, R. (2016). All-hazard guide for transport infrastructure. *Transportation Research Procedia*, 14, 1325-1334.

Keefer, D.K., (1984), Landslides caused by earthquakes *Geological Society of America Bulletin*, v. 95, p. 406 - 421, 7 figs., 7 tables, April 1984

Keefer, D.K., Wilson, R.C. (1989), Predicting earthquake-induced landslides with emphasis on arid and semi-arid environments. *Publication of the Inland Geological Society*, 2, 118- 149.

Klose, M., Damm, B., and Terhorst, B. 2015. Landslide cost modeling for transportation infrastructures: a methodological approach. *Landslides*, 12(2): 321– 334. doi:10.1007/s10346-014-0481-1.

Lanni, C., Borga, M., Rigon, R., & Tarolli, P. (2012). Modelling shallow landslide susceptibility by means of a subsurface flow path connectivity index and estimates of soil depth spatial distribution. *Hydrology and Earth System Sciences*, 16(11), 3959-3971.

Lanzano, G., Bilotta, E., & Russo, G. (2008). Tunnels under seismic loading: a review of damage case histories and protection methods. *Strategies for reduction of the seismic risk*, Publisher StreGa, 65-75.

Legg, M.R., Slosson, J.E. (1984), Probabilistic approach to earthquake-induced landslide hazard mapping. *Proc. VIII World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, 2, 445-452.

Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da liquefazione - LQ (2017)

Lupoi G., Franchin P., Lupoi A., Pinto P., Seismic fragility analysis of structural systems

- Madiai, C. (2009). Correlazioni tra parametri del moto sismico e spostamenti attesi del blocco di Newmark. *Rivista italiana di Geotecnica*, 1(09), 23-43.
- Madiai C., Vannucchi G. (1997) – Potenziale sismico distruttivo e stabilità dei pendii: abachi e tabelle per la stima degli spostamenti. *Rivista Italiana di Geotecnica*, nn. 3-4, pp. 5-40.
- Mander, J. B. (1999). Fragility curve development for assessing the seismic vulnerability of highway bridges. *Research Progress and*, 89.
- Mantovani E., Viti M., Babbucci D., Cenni N., Tamburelli C. Vannucchi A, Falciani F. (2014) Assetto tettonico e potenzialità sismogenetica dell'Appennino Tosco-Umbro-Marchigiano.
- Marchi, L., Borga, M., Preciso, E., & Gaume, E. (2010). Characterisation of selected extreme flash floods in Europe and implications for flood risk management. *Journal of Hydrology*, 394(1-2), 118-133.
- Martinović, K., Reale, C., & Gavin, K. (2018). Fragility curves for rainfall-induced shallow landslides on transport networks. *Canadian Geotechnical Journal*, 55(6), 852-861.
- Mattsson, L. G., & Jenelius, E. (2015). Vulnerability and resilience of transport systems—A discussion of recent research. *Transportation Research Part A: Policy and Practice*, 81, 16-34.
- Meletti C., Montaldo V., (2007). Stime di pericolosità sismica per diverse probabilità di superamento in 50 anni: valori di ag. Progetto DPC-INGV S1, Deliverable D2, <http://esse1.mi.ingv.it/d2.html>
- Melchiorre C, Frattini P (2012) Modelling probability of rainfall-induced shallow landslides in a changing climate, Otta, Central Norway. *Clim Chang* 113(2):413–436
- Miles S.B., Keefer D.K. (2001) – Seismic landslides hazard for the cities of Oakland and Piedmont, California. U.S. Geological Survey Miscellaneous field Studies, Map MF-2379, California.
- Miles, S.B., Ho, C.L. (1999), Rigorous landslide hazard zonation using Newmark's method and stochastic ground motion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18, 305-323.
- Mouroux, P., & Le Brun, B. (2006). Presentation of RISK-UE project. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(4), 323-339.
- Muntasir Billah, A. H. M., & Shahria Alam, M. (2015). Seismic fragility assessment of highway bridges: a state-of-the-art review. *Structure and Infrastructure Engineering*, 11(6), 804-832.
- Newmark N. M. (1965) - Effects of earthquakes on dams and embankments. *Géotechnique*, vol. XV, n. 2, pp.139-159.
- Owen, G. N., & Scholl, R. E. (1981). *Earthquake engineering of large underground structures*.
- Pitilakis K, Alexoudi A, Argyroudis S, Monge O, Martin C (2005) Chapter 9: vulnerability assessment of lifelines. In: GoulaX, Oliveira CS, RocaA(eds) *Assessing and Managing Earthquake Risk* Springer Publications, ISBN 1-4020-3524-1.
- Pitilakis, K ·Alexoudi M., Argyroudis S.,· Monge ·O., Martin C., (2006). Earthquake risk assessment of lifelines. *Bull Earthquake Eng*:365–390
- Rapporto sulle frane in Italia – (2007) – ISPRA

Risk-UE project, (2004) An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns - Vulnerability assessment of lifelines and essential facilities (WP06): basic methodological handbook - Report n°GTR-RSK 0101-152av7

Risk-UE project, (2004) Vulnerability assessment of lifelines and essential facilities (WP06): methodological handbook Appendix 1: Roadway transportation system - Report n°GTR-RSK 0101-152av7

Rossi, G., Lombardi, M., Di Mascio, P., & Sciarretta, N. (2016) La misura della sicurezza: consistenza e stabilità degli indicatori di rischio. il caso delle infrastrutture stradali.

Rossi, G., Lombardi, M., & Di Mascio, P. (2018). Consistency and Stability of Risk Indicators: The Case of Road Infrastructures. *International Journal of Safety and Security Engineering*, 8(1), 39-47.

Salmon, M., Wang, J., Jones, D., & Wu, C. (2003). Fragility formulations for the BART system. In *Advancing Mitigation Technologies and Disaster Response for Lifeline Systems* (pp. 183-192).

Sarma S. K. (1975) - Seismic stability of earth dams and embankments. *Géotechnique*, vol. XXV, n 4, pp. 743-761.

Seed, H.B. e Idriss, I. M. (1969) – Influence of soil conditions on ground motion during earthquakes. *Journal of soil mechanics and foundation division, ASCE*, vol. 95, N. SM1.

Sharma, S., & Judd, W. R. (1991). Underground opening damage from earthquakes. *Engineering geology*, 30(3-4), 263-276.

Shinozuka M., Feng M.Q., Kim H., Uzawa T. and Ueda T. (2003) Technical Report MCEER-03-0002 - Statistical Analysis of Fragility Curves

Silvestri, F., Aiello, V., Barile, A., Costanzo, A., Puglia, R., Pescatore, T. S., Tornesello D. (2006). Analisi e zonazione della stabilità dei pendii in condizioni sismiche: applicazioni di metodi tradizionali ed avanzati ad un'area di studio. *Questioni di Ingegneria Geotecnica – Scritti in onore di Arturo Pellegrino*, 2, 617-660.

Simonelli, A.L., Fortunato, E. (1996), Effects of earth slope characteristics on displacement based seismic design. *Proc. XI World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco. Pergamon, Oxford.

Sohn, J. (2006). Evaluating the significance of highway network links under the flood damage: An accessibility approach. *Transportation research part A: policy and practice*, 40(6), 491-506.

Soeters R., Van Westen C.J. (1996) Slope instability recognition, analysis, and zonation. In: A.K. Turner, R.L. Schuster (eds) *Landslides investigation and mitigation* (Special report 247, pp. 129-177). Transportation Research Board, Washington, D.C.

Spagnuolo F.E., Lombardi M., Cantisani G., Guarascio M., Rossi G, (2018) Vulnerability assessment and quantitative risk analysis of road infrastructure; - GEAM N.155/2018

Srinivasan, K., (2002). Transportation network vulnerability: assessment: a quantitative framework. Southeastern Transportation Center – *Issues in Transportation Security*

SYNER-G project (2009-2011) Systemic Seismic Vulnerability and Risk Analysis for Buildings, Lifeline Networks and Infrastructures Safety Gain, www.syner-g.eu

Tampère, M.J., Stada, J., Immers, L.H., (2007). Methodology for identifying vulnerable sections in a national road network. In: Proceedings of 86th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, DC.

Taylor, M. A., & D'este, G. M. (2003). Concepts of network vulnerability and applications to the identification of critical elements of transport infrastructure. New Zealand Transport Research Forum.

Taylor, M. A., Sekhar, S. V., & D'Este, G. M. (2006). Application of accessibility based methods for vulnerability analysis of strategic road networks. *Networks and Spatial Economics*, 6(3-4), 267-291.

TC4 ISSMFE (1993) Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards” (Technical Committee n° 4 for Earthquake Geotechnical Engineering) of ISSMFE (International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering)

Tiwari, B., & Ajmera, B. (2017, May). Landslides triggered by earthquakes from 1920 to 2015. In Workshop on World Landslide Forum (pp. 5-15). Springer, Cham.

Tonni L, Gottardi G, Amoroso S, Bardotti R, Bonzi L, Chiaradonna A, d'Onofrio A., Fioravante V.; Ghinelli A., Giretti D., Lanzo G., Madiati C., Marchi M., Martelli L., Monaco P., Porcino D., Razzano R., Rosselli S., Severi P., Silvestri F., Simeoni L., Vannucchi G., Aversa S. (2015) - Analisi dei fenomeni deformativi indotti dalla sequenza sismica emiliana del 2012 su un tratto di argine del Canale Diversivo di Burana (FE) RIVISTA ITALIANA DI GEOTECNICA 2/2015

Trigila, A, Iadanza C. (2015) L'Italia, un paese a elevato rischio idrogeologico – *Ecoscienza* numero 3 Anno 2015.

Trigila A., Iadanza C., Bussettini M., Lastoria B., (2018) Dissesto idrogeologico in Italia: pericolosità e indicatori di rischio - Rapporto ISPRA 287/2018

Trigila, A., Catani, F., Casagli, N., Crosta, G., Esposito, C., Frattini, P., ... & Segoni, S. (2012, April). The landslide susceptibility map of Italy at 1: 1 Million scale. In EGU General Assembly Conference Abstracts (Vol. 14, p. 7655).

Turner, B. L., Kasperson, R. E., Matson, P. A., McCarthy, J. J., Corell, R. W., Christensen, L., & Polsky, C. (2003). A framework for vulnerability analysis in sustainability science. *Proceedings of the national academy of sciences*, 100(14), 8074-8079

Van Westen, C. J., Castellanos, E., & Kuriakose, S. L. (2008). Spatial data for landslide susceptibility, hazard, and vulnerability assessment: an overview. *Engineering geology*, 102(3-4), 112-131.

Van Westen CJ, Van Asch TWJ, Soeters R (2005) Landslide hazard and risk zonation; why is it still so difficult? *Bull Eng Geol Environ* 65(2):167–184

Varnes D. J. (1978) Slope movement types and processes. Special Report 176 national Academy of Sciences, Washington.

Varnes D.J. (1984) Landslide hazard zonation: a review of principles and practice. Commission on Landslides of the IAEG, UNESCO, Natural Hazards No 3, 61 pp.

Villagràn de Leon, J.C. (2004) Manual para la estimación cuantitativa de riesgos asociados a diversas amenazas,

Wald, D. J., and Allen, T. I., (2007), Topographic slope as a proxy for seismic site conditions and amplification, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 97, no. 5, 1379-1395.

Werner S.D., Taylor C.E., Cho S., Lavoie J-P., Huyck C., Eitzel C., Chung H., Eguchi R.T. (2006) REDARS 2: Methodology and software for seismic risk analysis of highway systems. Report MCEER-06-SP08

Wisner, B, P. Blaikie, T. Cannon and I. Davis (2004) *At Risk: Natural hazards, People's Vulnerability, and Disasters*, 2nd edn, London: Routledge.

Whitman R.V., Liao S. (1984) - Seismic design of gravity retaining walls. Proc. 8th WCEE, San Francisco, 1984, vol. III, pp. 533-540.

Worden, C. B., D. J. Wald, J. Sanborn, and E. M. Thompson, (2015), Development of an open-source hybrid global Vs30 model, *Seismological Society of America Annual Meeting*, 21-23 April, Pasadena, California.

Yasuda, S., Sugitani, T. (1988). Case Histories of Slope Failure during Past Earthquakes in Japan. Proc. of the 23th JSSMFE. (in giapponese)

Zêzere, J.L., Oliveira, S.C., Garcia, R.A.C., and Reis, E. (2007). Landslide risk analysis in the area North of Lisbon (Portugal): evaluation of direct and indirect costs resulting from a motorway disruption by slope movements. *Landslides*, 4(2):123–136. doi:10.1007/s10346-006-0070-z.

Zêzere, J.L., Garcia, R.A.C., Oliveira, S.C., and Reis, E. (2008). Probabilistic landslide risk analysis considering direct costs in the area north of Lisbon (Portugal). *Geomorphology*, 94(3–4): 467–495. doi:10.1016/j.geomorph.2006.10.040.

Zhang, X., Jiang, Y., Hirakawa, Y., Cai, Y., & Sugimoto, S. (2019). Correlation Between Seismic Damages of Tawarayama Tunnel and Ground Deformation Under the 2016 Kumamoto Earthquake. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 52(7), 2401-2413.

Per la caratterizzazione dei territori oggetto di studio sono state consultati ed esaminati le seguenti principali fonti di dati:

Centro di Ricerca per i Rischi Geologici (CERI):

Catalogo degli Effetti Deformativi Indotti da Terremoti (CEDIT) in Italia, gestito dal Centro di Ricerca per i Rischi Geologici (CERI) di Sapienza Università di Roma per la sequenza sismica del centro Italia - Gruppo di Lavoro CERI: S. Martino, P. Caporossi, M. Della Seta, C. Esposito, A. Fantini, M. Fiorucci, R. Iannucci, G.M. Marmoni, P. Mazzanti, S. Moretto, S. Rivellino, R.W. Romeo, P. Sarandrea, F. Troiani, C. Varone.. (<http://www.ceri.uniroma1.it/index.php/2016/08/sisma-centro-italia/>)

Comune di Castelsantangela sul Nera

Microzonazione sismica (<https://www.comune.castelsantangelosulnera.mc.it/documenti-cms/microzonazione-di-i-livello/?a=pianificazione>)

Comune di Arquata del Tronto

Microzonazione sismica (<http://www.halleyegov.it/c044006/zf/index.php/trasparenza/index/index/categoria/210>)

Geoportale Nazionale – catalogo metadati (<http://www.pcn.minambiente.it/mattm/catalogo-metadati/>)

Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV):

Mappe di pericolosità sismica (Montaldo V., Meletti C., 2007. Valutazione del valore della ordinata spettrale a 1sec e ad altri periodi di interesse ingegneristico. Progetto DPC-INGV S1, Deliverable D3, (<http://esse1.mi.ingv.it/d3.html>);

Meletti C., Montaldo V., 2007. Stime di pericolosità sismica per diverse probabilità di superamento in 50 anni: valori di ag. Progetto DPC-INGV S1, Deliverable D2, (<http://esse1.mi.ingv.it/d2.html>);

Le mappe di scuotimento - ShakeMap - presentate nel sito dell'INGV per gli eventi sismici del centro italia del 24 agosto, 26 ottobre, 30 ottobre 2016 e 18 gennaio 2017 (<http://shakemap.rm.ingv.it/shake/index.html>);

Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale (ISPRA):

Mosaicatura ISPRA (2017) delle aree a pericolosità da frana dei Piani di Assetto Idrogeologico – PAI (v. 3.0 – Dicembre 2017) e Mosaicatura ISPRA (2017) delle aree a pericolosità idraulica – Scenari D. Lgs. 49/2010 (v. 4.0 – Dicembre 2017) (<http://www.sinanet.isprambiente.it/it/sia-ispra/download-mais/mosaicature-nazionali-ispra-pericolosita-frane-alluvioni>);

Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia (Progetto IFFI) (<http://www.progettoiffi.isprambiente.it>)

Regione Lazio

Carta Tecnica Regionale scala 1:5.000 - Provincia di Rieti (<http://dati.lazio.it/catalog/dataset/carta-tecnica-regionale-2002-2003-5k-rieti>);

Carta geologica informatizzata 1:25.000 (<http://dati.lazio.it/catalog/dataset/carta-geologica-informatizzata-regione-lazio-25000>);

Microzonazione sismica (http://www.regione.lazio.it/prl_ambiente/?vw=contenutidetail&id=238)

Regione Umbria

Cartografia Tecnica Regionale scala 1:5.000 (<http://www.umbriageo.regione.umbria.it/pagine/cartografia-tecnica-regionale-di-dettaglio>);

Carta geologica (<http://www.regione.umbria.it/paesaggio-urbanistica/cartografia-geologica>);

Microzonazione sismica (<http://www.regione.umbria.it/paesaggio-urbanistica/microzonazione-sismica>)

Regione Marche

Cartografia Tecnica Regionale scala 1:10.000 (<http://www.regione.marche.it/Regione-Utile/Paesaggio-Territorio-Urbanistica/Cartografia/Repertorio/Cartatecnicanumerica110000>);

Carta geologica (<http://www.regione.marche.it/Regione-Utile/Paesaggio-Territorio-Urbanistica/Cartografia/Repertorio/Cartageologicaregionale10000>);

U.S. Geological Survey (USGS):

Vs30 Data (<https://earthquake.usgs.gov/data/vs30/>)

Indice delle figure

Figura 1 La struttura concettuale della vulnerabilità - Bohle (2001)	15
Figura 2 La struttura concettuale per identificare il rischio di catastrofi - Bollin et alii (2003)	16
Figura 3 Rischio come risultato di vulnerabilità, pericolo e carenze nella capacità di reazione -Villagrán de León, (2004)	16
Figura 4 Dettagli sui componenti della vulnerabilità: esposizione, sensibilità e resilienza -Turner et alii (2003)	17
Figura 5 The Pressure and Release (PAR) model - Wisner et alii 2004.	17
Figura 6 Modello di rischio di catastrofi nell'approccio olistico Carreño, M. L. et alii (2007).....	18
Figura 7 Schema dell'approccio BBC Bogardi Birkmann and Cardona - Birkmann, J. (2006)	18
Figura 8 Le tre componenti della vulnerabilità delle reti stradali: struttura, territorio e traffico - Husdal (2004)	19
Figura 9 Bow-Tie model - Guarascio, M et alii. (2007)	24
Figura 10 Albero degli eventi.....	29
Figura 11 Piano F-N per la rappresentazione del rischio sociale.....	31
Figura 12 Schema logico modello integrato.....	34
Figura 13 Principali elementi dell'infrastruttura stradale	36
Figura 14 a) Albero degli eventi riferito al singolo elemento stradale b) Albero degli eventi riferito all'arco stradale.....	38
Figura 15 schema di calcolo della probabilità di interruzione dell'elemento stradale.....	42
Figura 16 a) Distribuzione delle frane sul territorio nazionale - Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia b) Densità di frane (area in frana/area cella) su maglia di lato 1 km (Rapporto ISPRA 2018).....	48
Figura 17 a) Aree a pericolosità idraulica elevata P3 b) Aree a pericolosità idraulica media P2 c) Aree a pericolosità idraulica bassa P1 - Mosaicatura ISPRA 2017.....	51
Figura 18 Aree a pericolosità da frana PAI – Mosaicatura ISPRA 2017	52
Figura 19 a) Aree a pericolosità da frana elevata P3 e molto elevata P4 – b) Aree a pericolosità da frana media P2, moderata P1 e aree di attenzione AA - Mosaicatura ISPRA 2017	53
Figura 20 Matrice per la valutazione della pericolosità derivante da fenomeni franosi (ISPRA 2018).....	54
Figura 21 Tipologie di frane.....	55
Figura 22 Tipologie di movimenti franosi in Italia - – Rapporto sulle frane in Italia, ISPRA, edizione 2007 ...	56
Figura 23 Schema per la valutazione del rischio frana - Corominas et alii 2014	69
Figura 24 Elementi danneggiati da frane – Rapporto sulle frane in Italia, ISPRA, edizione 2007	70
Figura 25 curve di fragilità per frane pluvioindotte Martinovic´ et alii (2018) per diversi valori di angolo di inclinazione del versante (a), di intensità di pioggia (b) e di coefficiente di permeabilità (c).	71
Figura 26 Mappe di pericolosità sismica – INGV (http://esse1.mi.ingv.it/d2.html)	75
Figura 27 Classi di numerosità di eventi di dissesto sismaindotti (Keefer 1984)	80
Figura 28 suddivisione delle frane osservate nelle diverse tipologieTiwari B. 2017	81
Figura 29 Terremoto Loma California 1989(https://pubs.usgs.gov/dds/dds-29/)	82
Figura 30 Frana sulla E5 Highway in Duzce Earthquake Report on 1999 kocaeli and düzce (turkey) earthquakes - Mustafa Erdi	82

Figura 31 Effetti della liquefazione innescata dal terremoto di Niigata Giappone del 16/06/1964 - Il globo terrestre e la sua evoluzione, Zanichelli, Bologna 1993, p. 238.....	85
Figura 32 Edificio ribaltato in Adapazari a causa di fondazioni indebolite / liquefatte Report on 1999 kocaeli and düzce (turkey) earthquakes - Mustafa Erdik.....	85
Figura 33 Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno, per terreni a granulometria uniforme (a) ed estesa b) LG Liquefazione 2017,	86
Figura 34 Massima distanza epicentrale per le diverse categorie di frane indotte da terremoti di differente magnitudo (TC4,1993).....	87
Figura 35 Relazione tra magnitudo e distanza epicentrale per l'attivazione delle frane sismoindotte (TC4, 1993).....	88
Figura 36 Relazione tra area interessata da frane sismoindotte e PGA - Tiwari B. e Ajmera (2017).....	88
Figura 37 Metodologie per la costruzione delle curve di fragilità e relativi vantaggi Muntasir Billah A.H.M. (2015).....	95
Figura 38 Scheda di valutazione della vulnerabilità delle gallerie proposta da Cafiso et alii2006.....	98
Figura 39 Curve di fragilità (ALA 2001) da progetto SYNERG-G.....	99
Figura 40 curve di fragilità Cirigliano (2007) da progetto SYNER-G.....	99
Figura 41 schema di abbassamento del riempimento a tergo della spalla dei ponti - progetto SYNER-G...100	
Figura 42 Curve di fragilità per il riempimento delle spalle dei ponti – progetto SYNER-G.....	100
Figura 43 a) danneggiamento di un rilevato – terremoto Kozani (Gb) 1995 b) Danneggiamento rilevato terremoto Miyagi-Nairiku (Japan) 2008.....	101
Figura 44 Scheda di valutazione della vulnerabilità di un rilevato Cafiso et alii 2006.....	101
Figura 45 Procedura generale per ricavare curve di fragilità numerica per elementi stradali progetto SYNER-G.....	102
Figura 46 a) curve di fragilità per i rilevati stradali con suolo tipo C b) curve di fragilità per i rilevati stradali con suolo tipo C c) tabella con i parametri utilizzati per la costruzione delle curve di fragilità – progetto SYNER-G.....	102
Figura 47 correlazioni tra spostamenti indotti dal sisma e livelli di danneggiamenti o livelli di rischio sismico.....	103
Figura 48 Modello di fragilità di strada su pendio – progetto SYNER-G.....	104
Figura 49 Scheda di valutazione della vulnerabilità di una trincea Cafiso et alii 2006.....	106
Figura 50 Modello di fragilità trincee – progetto SYNER-G.....	106
Figura 51 Diagramma di flusso della metodologia HAZUS per la stima dei danni causati da un terremoto .108	
Figura 52 a) curve di fragilità HAZUS per il corpo stradale riferite alle autostrade, b) curve di fragilità HAZUS per il corpo stradale riferite alle strade urbane ed extraurbane secondarie, c) parametri per la costruzione delle curve di fragilità.....	110
Figura 53 esempio di curve di fragilità per ponti e viadotti – metodo HAZUS.....	113
Figura 54 a) curve di fragilità HAZUS per le gallerie naturali in termini di PGA, b) curve di fragilità HAZUS per le gallerie in termini di PGD, c) parametri per la costruzione delle curve di fragilità.....	113
Figura 55 Flow chart metodo Risk-UE.....	114
Figura 56 Breakdown del sistema di trasporto stradale metodo Risk-UE.....	115
Figura 57 Approccio analitico per il calcolo del danno indiretto per edifici in muratura – metodo Risk-UE...117	

Figura 58 Flow chart generale del metodo SYNER-G.....	120
Figura 59 Velocità orizzontali medie dei siti GPS ottenute dall'analisi dei dati acquisiti nel periodo 2001-2012 (da Cenni et alii, 2012). I vettori rappresentano la velocità dei siti rispetto all'Eurasia.....	122
Figura 60 campo di velocità dedotto da misure geodetiche – epicentri dei terremoti più intensi dopo l'anno 1000 Mantovani et alii (2014).....	122
Figura 61 Shakemap delle principali scosse della sequenza sismica del centro italia del 2016 – fonte INGV	123
Figura 62 Territori colpiti dalla sequenza sismica del centro italia 2016 – 2017 – Fonte Soggetto Attuatore	125
Figura 63 Classi di Criticità adottate dal Soggetto Attuatore.....	127
Figura 64 classi di funzionalità stradale adottate dal Soggetto Attuatore.....	127
Figura 65 Classi di priorità di intervento adottate dal Soggetto Attuatore.....	128
Figura 66 Fasi del programma di attuazione – Fonte Soggetto Attuatore.....	130
Figura 67 Avanzamento del Programma di attuazione (stralci I,II,III,IV) – Fonte Soggetto Attuatore.....	130
Figura 68 Classificazione delle criticità rilevate sulla rete stradale	131
Figura 69 tipologie di criticità funzionalità stradale	132
Figura 70 tipologie di criticità - tipologie di strada.....	132
Figura 71 Mappa delle criticità.....	133
Figura 72 Mappa dei ponti (a) e viadotti (b) danneggiati	134
Figura 73 Esclusione del coprifermo sulle pile.....	135
Figura 74 a) schiacciamento dei giunti di dilatazione con rottura del muro paraghiaia sulla spalla b) fessure sul pulvino in corrispondenza del ritegno sismico laterale	135
Figura 75 Lesioni sul terreno in prossimità di alcune fondazioni.....	136
Figura 76 a), c) d) danneggiamento fusto pila b) danneggiamento giunti trasversali.....	137
Figura 77 Ponte Tre Occhi - SR 260.....	137
Figura 78 Ponte Tre Occhi - SR 260 Picente realizzazione by-pass provvisorio per ripristino viabilità	138
Figura 79 Ponte sulla Sp129 Km 0+900	138
Figura 80 Mappa dei danneggiamenti su corpo stradale (a) e su opere minori (b).....	139
Figura 81 Dissesti corpo stradale SP129.....	140
Figura 82 Dissesto muro di sostegno SP476.....	140
Figura 83 Danneggiamento muro di sostegno in CA sulla strada comunale Olibra.....	140
Figura 84 Mappa caduta massi (a) dissesti su versante (b)	141
Figura 85 caduta massi su SP 64.....	142
Figura 86 SP477 comune di Norcia.....	142
Figura 87 Scivolamento corpo stradale verso valle per attivazione di un fenomeno franoso sul versante di valle sulla SP59	142
Figura 88 dissesti SS 4 Salaria in località Pescara del Tronto.....	143
Figura 89 frana SP 209 Valnerina (circa 60.000 mc di materiale crollato)	143
Figura 90 Mappa gallerie danneggiate	144
Figura 91 gallerie – danneggiamenti minori.....	144
Figura 92 galleria Vezzano.....	145

Figura 93 danneggiamento galleria San Benedetto (foto rivista Gallerie n 123 n° settembre 2017)	145
Figura 94 Inquadramento dell'area di studio	146
Figura 95 Mappa PGA scosse del 24 agosto, 26 ottobre e 30 ottobre elaborate su dati INGV.....	147
Figura 96 Modello digitale del terreno dell'area di studio.....	149
Figura 97 Mappe di accelerazione attesa su suolo rigido (Tr 30, 50, 72, 102, 140, 200, 475, 975, 2475 anni) elaborate sui dati INGV di ag 50 mo percentile.....	150
Figura 98 a) mappa del fattore di amplificazione stratigrafico b) mappa del fattore di amplificazione topografico.....	151
Figura 99 mappe del fattore di amplificazione topografico per differenti frequenze.....	153
Figura 100 Unità litologiche.....	156
Figura 101 a) Distribuzioni di pendenza per unità litologiche b) Distribuzioni cumulate di pendenza per unità litologica	159
Figura 102 Schema di analisi dei diagrammi di distribuzione delle pendenze e distribuzione cumulata delle pendenze.....	161
Figura 103 Analisi del diagramma di distribuzione delle pendenze per i depositi.....	161
Figura 104 Grafico del coefficiente di correzione dell'angolo di attrito	162
Figura 105 a) Mappa angoli di attrito di letteratura per ogni unità litotecniche b) Mappa degli angoli di attrito corretti per ogni unità litotecnica.....	162
Figura 106 Distribuzione degli angoli di attrito	163
Figura 107 a) Fattore di sicurezza statico con angoli di attrito da letteratura, b) Fattore di sicurezza statico con angolo di equivalente.....	165
Figura 108 Mappa dell'accelerazione critica.....	166
Figura 109 Grafico delle correlazioni spostamenti rapporto ac/amax	168
Figura 110 Mappe rapporto ac/amax per diversi tempi di ritorno.....	171
Figura 111 Distribuzione delle aree con diverso rapporto ac/amax sull'area di studio per diversi tempi di ritorno	172
Figura 112 Distribuzione delle strade rispetto alle aree con diverso rapporto ac/amax sull'area di studio per diversi tempi di ritorno.....	172
Figura 113 da a) ad i) Mappe spostamenti permanenti attesi calcolati con la correlazione Madi ai (2009)...	175
Figura 114 da a) ad i) mappe spostamenti permanenti attesi calcolati con la correlazione Simonelli e Fortunato 1996	178
Figura 115 Evento sismico del 24 agosto: a) mappa PGA, b) mappa spostamenti Madia, c) mappa spostamenti Simonelli e Fortunato	179
Figura 116 Evento sismico del 26 ottobre: a) mappa PGA, b) mappa spostamenti Madia, c) mappa spostamenti Simonelli e Fortunato	180
Figura 117 Evento sismico del 30 ottobre: a) mappa PGA, b) mappa spostamenti Madia, c) mappa spostamenti Simonelli e Fortunato	181
Figura 118 Criticità rilevate dal Soggetto Attuatore suddivise in classi di spostamenti calcolati con la correlazione Madi ai (2009).....	182
Figura 119 Criticità rilevate dal Soggetto Attuatore suddivise in classi di spostamenti calcolati con la correlazione Simonelli e Fortunato (2009)	183

Figura 120 Eventi di dissesto ricadenti nell'area di studio riportati su DTM e sulla mappa dell'accelerazione critica (eventi del database CEDIT)	185
Figura 121 Eventi di dissesto (fonte CEDIT) relativi alla scossa del 24 agosto rappresentati sulla mappa del rapporto tra accelerazione critica e PGA 24 agosto (fonte INGV).....	186
Figura 122 Eventi di dissesto (fonte CEDIT) relativi alla scossa del 30 ottobre rappresentati sulla mappa del rapporto tra accelerazione critica e PGA 30 ottobre (fonte INGV)	186
Figura 123 Istogrammi di frequenza crolli - rapporto Accelerazione critica / PGA 24 agosto.....	187
Figura 124 Istogrammi di frequenza crolli - rapporto Accelerazione critica / PGA 30 ottobre	188
Figura 125 Eventi di crollo nel piano Pendenza – Rapporto Accelerazione critica / PGA.....	189
Figura 126 Esempificazione della procedura per l'individuazione delle aree con pericolo di crollo	190
Figura 127 Curve di fragilità del campione di ponti e viadotti analizzati	193
Figura 128 curve di fragilità e istogramma delle probabilità di eccedenza e probabilità di ogni livello di danno	194
Figura 129 Istogrammi probabilità di eccedenza - livelli di danno e probabilità - livelli di danno - per il campione di ponti e viadotti analizzati	200
Figura 130 Grafici statistica sulla probabilità di eccedenza del campione di viadotti analizzati	203
Figura 132 Grafici statistica sulla probabilità di eccedenza del campione di viadotti ridotto	204
Figura 132 Curve fragilità esemplificative del campione di gallerie.....	205
Figura 133 Istogrammi probabilità di eccedenza - livelli di danno e probabilità - livelli di danno - per il campione di gallerie analizzati.....	213
Figura 134 Schema per il calcolo della probabilità di interruzione del singolo elemento stradale	215
Figura 135 Schema per il calcolo della probabilità di interruzione per un definito scenario sismico.....	215
Figura 136 Mappa delle probabilità di interruzione della rete stradale dell'area di studio per effetto degli spostamenti permanenti attesi, calcolati con la formulazione di Madiari (2009).....	216
Figura 137 Distribuzione della rete stradale dell'area di studio rispetto alle classi di probabilità di interruzione calcolata con la correlazione degli spostamenti di Madiari (2009)	216
Figura 138 Mappa delle probabilità di interruzione della rete stradale dell'area di studio per effetto degli spostamenti permanenti attesi, calcolati con la formulazione di Simonelli & Fortunato (1996)	217
Figura 139 Distribuzione della rete stradale dell'area di studio rispetto alle classi di probabilità di interruzione calcolata con la correlazione degli spostamenti di di Simonelli & Fortunato (1996).....	217
Figura 140 Mappa delle probabilità di interruzione (spostamenti di Madiari 2009) e criticità ANAS.....	218
Figura 141 Distribuzione delle criticità che hanno comportato la chiusura della strada nelle classi di probabilità di interruzione (spostamenti correlazione di Madiari 2009).....	218
Figura 142 Mappa delle probabilità di interruzione (spostamenti di Simonelli & Fortunato (1996) e criticità ANAS	219
Figura 143 Distribuzione delle criticità che hanno comportato la chiusura della strada nelle classi di probabilità di interruzione (spostamenti correlazione Simonelli & Fortunato 1996)	219
Figura 144 Schema per il calcolo della probabilità di interruzione del singolo ponte / viadotto.....	220
Figura 145 Curva di indisponibilità dell'opera d'arte sul piano Frequenza - Giorni di indisponibilità.....	221
Figura 146 Schema per il calcolo della probabilità di interruzione della singola galleria.....	223
Figura 147 Individuazione degli archi della SS4 e della SS685 ricadenti nell'area di studio.....	225

Figura 148 Estensione degli archi della SS4 e della SS685 analizzati	226
Figura 149 Probabilità di interruzione degli archi stradali della SS4 e SS 685 calcolata stimando gli spostamenti con la correlazione Madiari 2009	226
Figura 150 Probabilità di interruzione degli archi stradali della SS4 e SS 685 calcolata stimando gli spostamenti con la correlazione Simonelli e Fortunato 1996	227

Indice delle tabelle

Tabella 1 Eventi iniziatori e scenari incidentali.....	39
Tabella 2 Correlazione tra livelli di danneggiamento e livelli di funzionalità degli elementi dell'infrastruttura stradale -da SYNER-G deliverable D 3.7.....	43
Tabella 3 Funzionalità degli elementi stradali in funzione delle corsie disponibili prima e dopo il sisma - SYNER-G deliverable D 3.7	43
Tabella 4 Correlazioni tra livelli di danneggiamento e tempi di ripristino dell'elemento stradale (da HAZUS)	44
Tabella 5 Area media in frana per tipologia di movimento – Rapporto sulle frane in Italia, ISPRA, edizione 2007	57
Tabella 6 Attività delle frane Delmonaco et alii (2008)	58
Tabella 7 Scala di intensità delle frane basata sulla velocità e sul danno prodotto (Cruden & Varnes, 1996)	58
Tabella 8 Velocità delle frane (riferita alle classi proposte da Cruden & Varnes, 1996) in base alla tipologia del movimento, al materiale coinvolto e allo stato di attività. N= neoformazione; R = riattivazione.....	59
Tabella 9 Velocità delle frane, (riferita alle classi proposte da Cruden & Varnes, 1996) in base alla tipologia del movimento, al materiale coinvolto ed allo stato di attività (N=neoformazione; R=riattivazione) - Canuti & Casagli (1994)	59
Tabella 10 Scala di intensità delle frane basata sul volume della massa spostata (Fell, 1994)	60
Tabella 11 Corrispondenza tra intensità e caratteristiche fisiche del fenomeno (DRM, 1990).....	60
Tabella 12 a) Intensità dei fenomeni rispetto alle conseguenze sull'incolumità umana b) Intensità dei fenomeni rispetto alle conseguenze economiche DRM 1990	61
Tabella 13 Raccomandazioni sui tipi, livelli e scale di zonazione – linee guida JTC-1 2008.....	62
Tabella 14 Soglie globali per piogge pluvioindotte	66
Tabella 15 Soglie regionali per frane pluvioindotte.....	67
Tabella 16 Soglie locali per frane pluvioindotte.....	67
Tabella 17 Uso dei dati e scale di rappresentazione per i tre livelli di zonazione Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards (TC4, 1993).....	78
Tabella 18 Livelli di analisi del rischio frana in zona sismica (Silvestri et alii 2006).....	87
Tabella 19 Esempi di zonazione di livello II del rischio di frana in zona sismica Silvestri et alii (2006)	90
Tabella 20 sintesi delle curve di fragilità costruite in letterature da Syner-G	96
Tabella 21 parametri per la costruzione delle curve di fragilità dei viadotti soggetti all'azione sismica espressa in termini di accelerazione spettrale a 1s - metodo HAZUS	111
Tabella 22 Parametri per il calcolo del fattore K3D per le diverse tipologie di ponti – metodo HAZUS.....	112

Tabella 23 Parametri per la costruzione delle curve di fragilità dei viadotti soggetti a spostamenti permanenti del terreno di fondazione PGD - metodo HAZUS.....	112
Tabella 24 Parametri per la costruzione delle curve di ripristino – metodo HAZUS.....	114
Tabella 25 Livelli di danneggiamento di una strada (Risk-UE)	116
Tabella 26 Livelli di danno per ponti e viadotti adottati dal metodo Risk-UE (derivati da HAZUS '99).....	116
Tabella 27 Tipologie di ponti – metodo Risk-UE	118
Tabella 28 Parametri per il calcolo delle curve di fragilità – metodo Risk-UE.....	118
Tabella 29 Parametri per il calcolo delle curve di fragilità dei ponti in termini di PGD – metodo Risk-UE	119
Tabella 30 Tempi di ripristino delle strade e dei viadotti per diversi livelli di danneggiamento – metodo Risk-UE	119
Tabella 31 Unità litotecniche dell'area di studio desunte dalle carte geologiche 1:25.000, 1:10.000.	155
Tabella 32 Unità litotecniche con analoghe caratteristiche meccaniche	156
Tabella 33 Correlazioni tra spostamenti e parametri del moto sismico	168
Tabella 34 Tempi di ritorno considerati per il calcolo del rapporto a_c/a_{max}	169
Tabella 35 parametri per il calcolo delle curve di fragilità degli elementi stradali.....	184
Tabella 36 sintesi del campione di ponti e viadotti analizzati.....	201
Tabella 37 Sintesi statistica sulla probabilità di eccedenza del campione di viadotti analizzati.....	202
Tabella 38 Sintesi del test di normalità	202
Tabella 39 Sintesi statistica sulla probabilità di eccedenza del campione di viadotti ridotto	203
Tabella 40 Sintesi del test di normalità sul campione ridotto	203
Tabella 41 classificazione delle gallerie secondo la metodologia ALA 2001 per la costruzione delle curve di fragilità.....	204
Tabella 42 Classificazione del campione di gallerie analizzate.....	205
Tabella 43 Sintesi gallerie analizzate.....	213
Tabella 44 Probabilità di interruzione dei ponti viadotti ricadenti nell'area di studio	222
Tabella 45 Probabilità di interruzione delle gallerie ricadenti nell'area di studio.....	223