



INNOVAZIONE DELL'INGEGNERIA GEOTECNICA SISMICA

Michele Maugeri

Ordinario di Geotecnica dell'Università di Catania
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale
Viale A. Doria 6, 95125 Catania, Italy

Salvatore Grasso

Dottore di Ricerca in Ingegneria Geotecnica dell'Università di Catania
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale
Viale A. Doria 6, 95125 Catania, Italy

Sommario

L'Ingegneria Sismica moderna è una materia interdisciplinare, alla quale concorrono la Sismologia applicata all'Ingegneria, l'Ingegneria Geotecnica Sismica e l'Ingegneria Strutturale Sismica. L'obiettivo dell'Ingegneria Sismica è quello di mitigare il rischio sismico, che rappresenta una delle maggiori sfide dell'Ingegneria Civile nel terzo millennio. L'Ingegneria Geotecnica Sismica è nata negli anni '70, e si è sviluppata fino ai giorni nostri consentendo di interpretare le registrazioni dei terremoti recenti in termini di amplificazione sismica locale. Inoltre, oltre ad interessarsi dell'interazione terreno-struttura, un aspetto fortemente innovativo dell'Ingegneria Geotecnica Sismica è quello di considerare una zona di terreno più ampia di quella interessata dallo stato tensionale indotto dalla struttura nel terreno, al fine di valutarne la stabilità del territorio nei confronti di frane e fenomeni di liquefazione, che comporterebbero il danneggiamento e/o il crollo di strutture potenzialmente resistenti alle azioni sismiche a cui sono soggette. La trattazione degli argomenti è suddivisa in paragrafi relativi alla definizione dell'azione sismica, tenendo conto della pericolosità geotecnica sismica di terreni soggetti a notevoli fenomeni di amplificazione, ed alla analisi della vulnerabilità sismica del territorio sul quale gli edifici sono costruiti.

1 INTRODUZIONE

Una delle maggiori sfide dell'Ingegneria Civile del terzo millennio è quella di mitigare il rischio sismico. A tale sfida un notevole contributo è stato apportato dall'Ingegneria Geotecnica nell'ultimo trentennio. In effetti l'analisi delle registrazioni sismiche di terremoti distruttivi sul suolo americano, eseguita da Seed et al. [1], ha mostrato come la risposta sismica locale dipenda in modo significativo dalle proprietà geotecniche del terreno. Tuttavia, la nascita della disciplina dell'Ingegneria Geotecnica Sismica si può far coincidere con il primo convegno Internazionale on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, tenuto a Saint Louis (Missouri) nel 1981. In tale occasione Hudson [2], allora Presidente dell'Associazione Internazionale di Ingegneria Sismica, affermò: mi chiedo se vi è alcuna differenza tra l'Ingegneria Geotecnica Sismica e l'Ingegneria Sismica. Anche per il problema di dettaglio della progettazione strutturale di edifici in acciaio ed in cemento armato, l'importanza della interazione terreno-struttura può essere un argomento cruciale. L'Ingegneria Geotecnica è sicuramente la fondazione su cui l'intera disciplina deve essere costruita.

In Italia, con il Progetto Finalizzato Geodinamica del 1975, cominciarono i primi contributi dell'Ingegneria Geotecnica alla Ingegneria Sismica, e fu introdotto un coefficiente di fondazione moltiplicativo dell'azione sismica su terreno duro, per tener conto dell'amplificazione di tale azione nel caso di strutture intelaiate. Successivamente all'inizio degli anni '80 ebbero inizio i lavori del Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT). A seguito di tale ricerca fu proposta una nuova classificazione razionale della sismicità del territorio italiano, secondo la quale alcune città non ancora inserite tra le zone sismiche, come per esempio Catania, nonostante il terremoto del 1693 che causò circa 16.000 morti.

La valutazione della azione sismica che colpisce le strutture resta ancora un problema cruciale da valutare, tenendo conto delle diverse modalità di valutazione della accelerazione al bedrock (metodo probabilistico e/o metodo deterministico), della amplificazione sismica locale e del comportamento non lineare del terreno. Tali effetti difficilmente possono essere colti dai valori di normativa, che rappresentano viceversa valori medi, spesso superati nel caso di terremoto reale, come sarà illustrato nel seguente paragrafo.

2 ACCELERAZIONI DI PROGETTO E REGISTRAZIONI SISMICHE

Le accelerazioni di progetto delle strutture sono in genere fissate dalla Normativa Sismica. Nel passato tali valori erano fissati in modo convenzionale, senza una necessaria rispondenza con le accelerazioni registrate sul territorio, peraltro assolutamente carenti in Italia per i terremoti distruttivi sino al verificarsi del terremoto distruttivo del Friuli del 1976. Nell'ultimo decennio la valutazione della accelerazione sismica di progetto, è stata definita in modo più razionale con la OPCM 3274/2003 [3],

sulla base della probabilità di non superamento del 10% in 50 anni, corrispondente alla vita nominale della struttura. Tale valutazione su base probabilistica, estesa a tutto il territorio nazionale, in corrispondenza dei punti di una apposita griglia, è stata perfezionata nell'ambito della nuova Normativa Tecnica per le Costruzioni [4]. A titolo di esempio nella figura 1 vengono riportati i valori di accelerazione nei punti della griglia per la zona di Catania, con diverse probabilità di occorrenza.

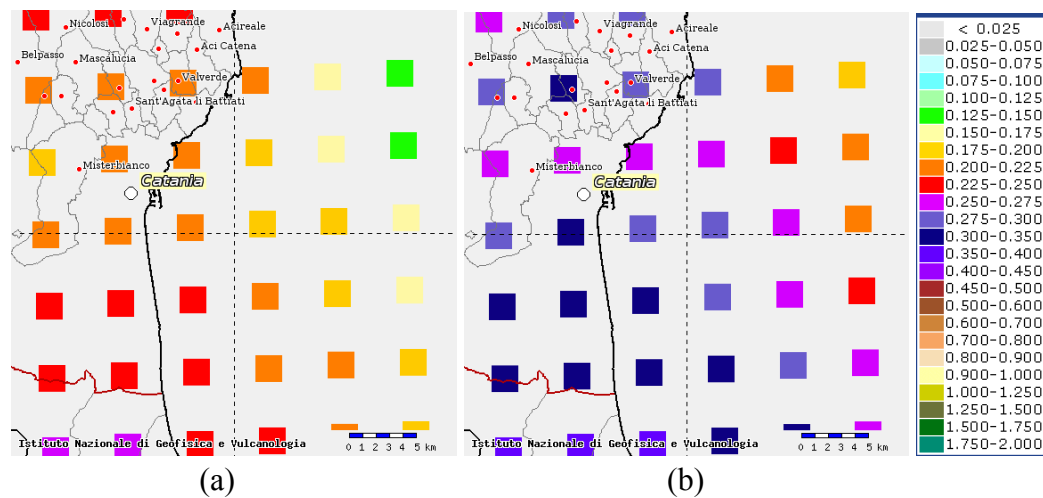


Figura 1. Accelerazione al bedrock per la zona di Catania con probabilità di non superamento del 10% in 50 anni (a) e del 5% in 50 anni (b).

Dalla figura 1 si evince che l'accelerazione con la probabilità del 10% di non superamento per la città di Catania è pari a 0.200-0.225g, considerando terremoti con periodi di ritorno sino a 475 anni, mentre quella con probabilità del 5% di non superamento è pari a 0.250-0.275g, considerando terremoti avvenuti negli ultimi 975 anni. A Catania tuttavia non si può fare un riscontro tra le accelerazioni previste su basi probabilistiche e quelle registrate, poiché a Catania non si sono verificati terremoti distruttivi, a parte quello della Sicilia Orientale del 1990, che, avendo una magnitudo $M=5.6$, inferiore ad $M=6$, si può considerare un terremoto moderato, anche se ha causato 17 morti.

In altre parti del mondo sono stati registrati terremoti distruttivi, che hanno spesso manifestato accelerazioni al suolo ben superiori di quelle previste dalle normative, anche considerando gli effetti di amplificazione sismica locale valutati con i coefficienti previsti dalle normative medesime. A titolo di esempio, nella figura 2 è riportato un confronto tra le accelerazioni attese secondo la normativa e quelle registrate per alcuni terremoti distruttivi dell'ultimo quindicennio. Dalla figura è possibile osservare accelerazioni registrate notevolmente superiori a quelle previste dalla normativa vigente; le registrazioni sperimentali mostrano accelerazioni massime mediamente pari a circa 2-4 volte di quelle previste dalla normativa, ad eccezione del terremoto di Sendai che ha colpito il Giappone nel 2012, per il quale sono stati registrati valori di

accelerazione massima pari a 8-9 volte quelli previsti dalla normativa vigente. Per quanto riguarda i recenti terremoti italiani dell'Abruzzo e dell'Emilia, l'accelerazione registrata è circa il doppio di quella attesa. E' tuttavia da osservare che l'accelerazione verticale registrata è stata in entrambi i casi superiore a quella orizzontale; nel caso del terremoto dell'Emilia Romagna l'accelerazione verticale è stata addirittura pari a circa quattro volte superiore a quella orizzontale. Ciò è dipeso dal fatto che in entrambi i casi i terremoti sono stati causati da una faglia normale.

	ATTESI	OSSERVATI
KOBE - 1995	0.4-0.48	0.7-0.8
GUJARAT - 2001	0.16-0.24	0.5-0.6
BOUMERDES - 2003	0.08-0.16	0.3-0.4
BAM - 2003	0.16-0.24	0.7-0.8
E-SICHUAN - 2008	0.16-0.24	0.6->0.8
ABRUZZO - 2009	0.25-0.33	0.33-0.65
HAITI - 2010	0.08-0.16	0.3-0.6
SENDAI - 2012	0.24-0.32	1.1-2.8
EMILIA - 2012	0.125-0.150	0.24-0.29*
* l'accelerazione verticale max del terremoto dell'Emilia è stata 0.89g		

Figura 2. Accelerazione attesa ed accelerazione registrata in alcuni recenti terremoti distruttivi.

La rilevante differenza tra le accelerazioni attese e quelle registrate può dipendere da due fattori. Il primo fattore può essere collegato ad una imprecisione nella valutazione probabilistica, che sottostimerebbe l'accelerazione di riferimento al bedrock; questo potrebbe essere il caso della città di Catania, per la quale la valutazione probabilistica, considerando i terremoti avvenuti negli ultimi 475 anni considera di fatto il solo terremoto distruttivo del 1693; , anche nel caso in cui vengano considerati i terremoti degli ultimi 975 anni, i terremoti distruttivi sono soltanto 2, quello del 1693 e quello del 1169. Il secondo fattore può essere collegato ad una imprecisione nella valutazione della amplificazione sismica locale secondo il fattore empirico di amplificazione sismica locale contenuto nel regolamento. A titolo di esempio possiamo citare che nell'Eurocodice 8 [5] il valore massimo del fattore di amplificazione sismica locale per terreno soffice di tipo argilloso è pari a 1.4 per $M > 5.5$ e nella nuova Normativa Tecnica per le Costruzioni [4] il valore massimo del fattore di amplificazione sismica locale per terreno soffice di tipo argilloso è pari a 1.8 indipendentemente dal valore della magnitudo; nel caso del terremoto dell'Abruzzo il valore previsto al bedrock è in buon accordo con i valori registrati, mentre il valore massimo del coefficiente di amplificazione sismica locale è risultato pari a 2.6, significativamente maggiore di

quello previsto dalla normativa. Nel caso del terremoto dell’Emilia, i valori di accelerazione registrati denotano che l’accelerazione in superficie è più elevata delle previsioni probabilmente per entrambi i fattori: maggiore accelerazione al bedrock e maggiore amplificazione rispetto ai valori previsti.

A seguito del perfezionamento degli strumenti di registrazione e dell’elevato numero di strumenti ubicati non solo sul bedrock affiorante ma anche sui terreni soffici, le normative hanno progressivamente aumentato l’accelerazione di progetto, come riportato nella Figura 3.

Year	70	75	80	85	90	95	00	05	10	15
Seismicity	200-300 gal		400-500 gal				600-800 gal			
Nuclear power facilities	Equivalent Liner analysis								Strengthening	
Structures (Buildings, Bridges)	Pseudo static analysis		Linear analysis		Non-linear analysis		Vibration control Isolation			
Geotechnics (Liquefaction, Landslide, Soil structure interaction)	Pseudo-static analysis ($F_s > 1.2$)		<ul style="list-style-type: none"> • Equivalent linear analysis • Effective stress-based analysis 		<ul style="list-style-type: none"> • Permanent displacement analysis • Performance-based design • Hazard map. Risk map 					

Figura 3. Evoluzione delle accelerazioni di progetto nel periodo 1970 – 2000. After Ishihara [6]

Per resistere alle elevate accelerazioni verificatesi nei terremoti distruttivi, riportati nella figura 2, nonché a quelli di progetto riportati nella figura 3, è necessario passare dall’analisi pseudo-statica a quella dinamica basata sull’analisi degli spostamenti e sulla performance richiesta alla struttura (Performance-based design). L’importanza della analisi basata sulla prestazione richiesta alla struttura è stata evidenziata da Maugeri et al. [7]. Su tale argomento nel 2012 è stato tenuto a Taormina il secondo Convegno Internazionale dal titolo: “Performance Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering” [8]. In tale convegno sono stati trattati i metodi generali di tipo probabilistico per la valutazione del comportamento delle opere [9], nonché le problematiche legate alla valutazione probabilistica della risposta sismica locale [10] e quelle relative alla vulnerabilità sismica del territorio per quanto attiene le frane [11] e la liquefazione [12]. La valutazione della pericolosità sismica geotecnica derivante dalla amplificazione sismica locale è trattata nel successivo paragrafo 3; la valutazione della vulnerabilità sismica del territorio sul quale insistono le opere strutturali geotecniche, derivante dal pericolo di frana e di liquefazione è trattata nel paragrafo 4.

3 PERICOLOSITA' SISMICA GEOTECNICA

Generalmente l'accelerazione sismica di progetto viene determinata sulla base del metodo probabilistico [4], mentre l'amplificazione sismica locale dovuta alle caratteristiche geotecniche della parte di terreno immediatamente sottostante le fondazioni (30-50 m di profondità), è valutata con un modello deterministico basato sull'analisi della risposta sismica locale del modello geotecnico di terreno con vari codici di calcolo disponibili in letteratura; vedi ad esempio il codice EERA [13], reperibile gratuitamente sul sito dell'Università di Berkeley.

Dalla figura 2 è stato evidenziato come le elevate registrazioni fornite in occasione di terremoti recenti si possono giustificare tenendo conto di fattori di amplificazione sismica locale superiori a quelli previsti dalla normativa. In particolare tali situazioni sono più evidenti per il suolo italiano, di formazione recente, che presenta notevoli eterogeneità verticali ed orizzontali. A titolo di esempio nella figura 4 è evidenziata la

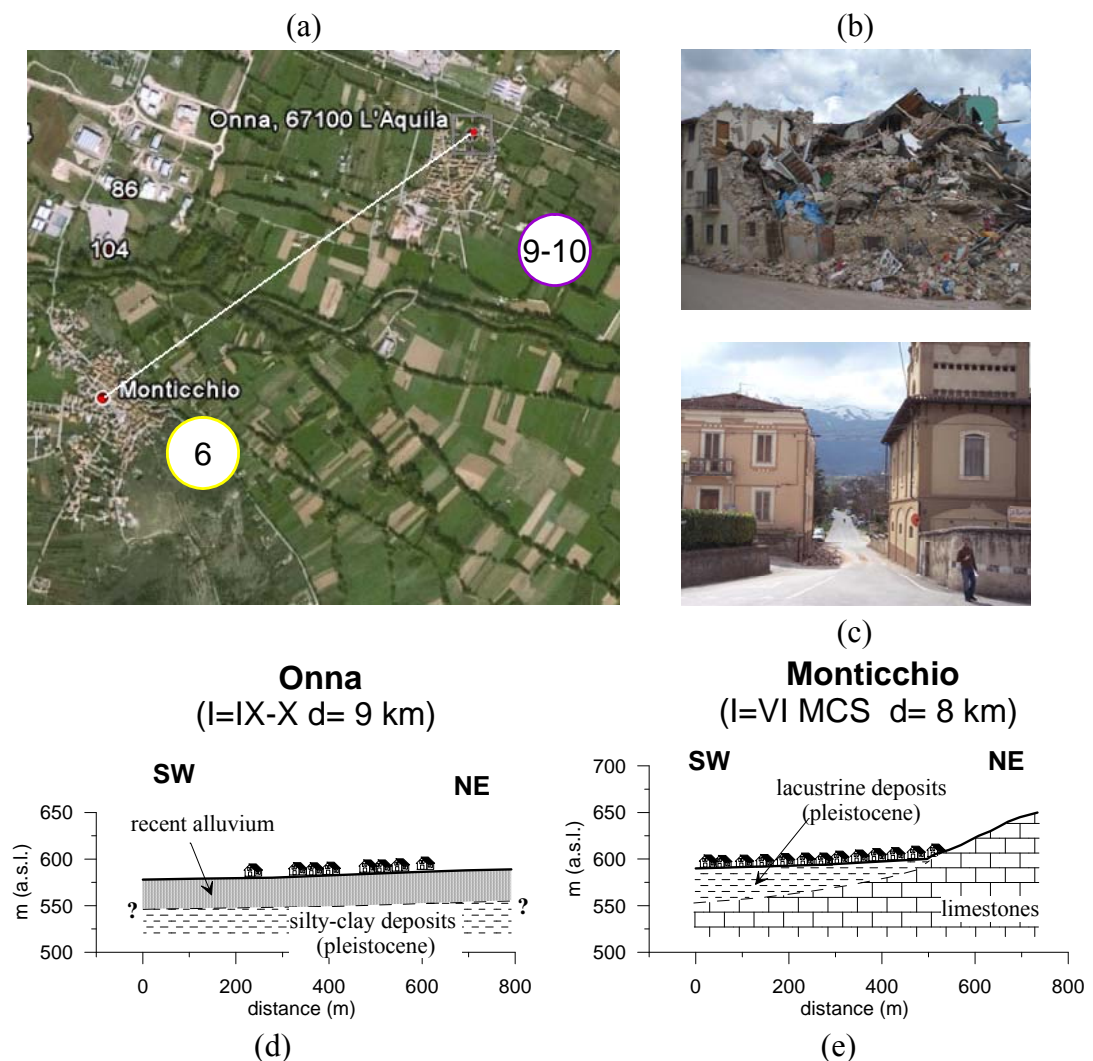


Figura 4. Ubicazione dei centri abitati di Onna e Monticchio (a); danni ad Onna (b) e Monticchio (c); stratigrafia del terreno ad Onna (d) e Monticchio (e), [14] modificata.

differenza di intensità sismica per due centri abitati poco distanti tra di loro (circa 2 km), che presentano danni completamente differenti, a causa dei diversi effetti dell'amplificazione sismica locale nei centri medesimi. E' possibile notare come ad Onna, a causa della amplificazione dovuta al terreno l'intensità ha raggiunto IX-X MCS, con distruzione totale del centro abitato, mentre a Monticchio la limitata amplificazione sismica locale ha determinato intensità VI MCS, senza produrre danni significativi, limitati nella fig. 4c al solo crollo del cornicione.

Analogamente nella figura 5, è possibile notare l'influenza della amplificazione sismica locale sulla intensità sismica e quindi sul danno nei centri abitati di Castelnuovo, ove l'intensità sismica ha raggiunto IX-X MCS causando una distruzione totale del centro abitato, e San Pio delle Camere, dove l'intensità sismica ha raggiunto V-VI MCS, non provocando danni significativi. Anche questi centri abitati sono distanti soltanto 2 km, a dimostrazione che l'amplificazione sismica locale può variare a causa della eterogeneità laterale del terreno anche a distanze limitate. E' evidente che in entrambi i casi di Onna e Castelnuovo l'amplificazione sismica locale è stata ben maggiore di quella prevista da NTC 2008 [4].

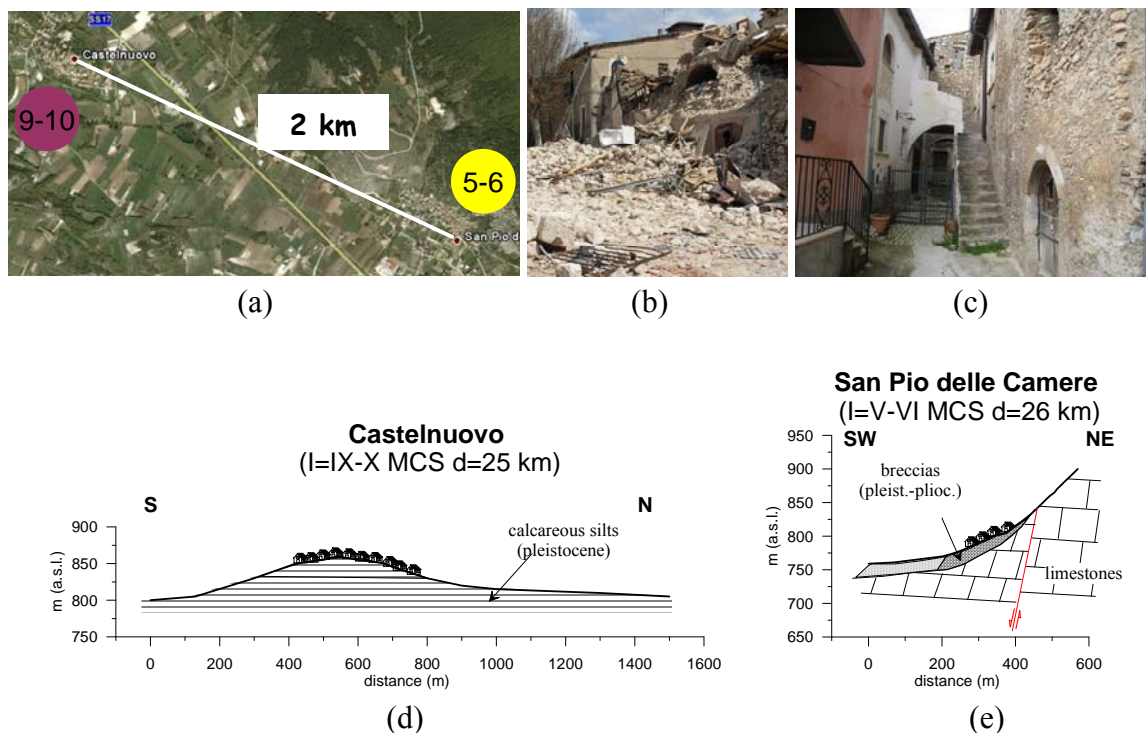


Figura 5. Ubicazione dei centri abitati di Castelnuovo e San Pio delle Camere (a); danni a Castelnuovo (b) e San Pio delle Camere (c); stratigrafia del terreno a Castelnuovo (d) e San Pio delle Camere (e), [14] modificata.

Un altro fattore rilevante da tenere in considerazione nell'analisi della risposta sismica locale è quello del contenuto in frequenza della risposta medesima che può avere un ruolo rilevante nella analisi della interazione terreno-struttura. A titolo di esempio nella figura 6, sono riportati i danni verificatisi a causa del terremoto di Kocaeli avvenuto in Turchia nel 1999.



Figura 6. Danni verificatisi a causa del terremoto di Kocaeli in Turchia del 1999.

Dalla figura 6 è possibile notare la distruzione totale degli edifici attorno alla moschea ed attorno ad un edificio di notevole altezza. Queste due strutture sono state esenti da danni rilevanti, perché sia l'edificio di notevole altezza che il minareto della moschea hanno un periodo proprio superiore a quello derivante dalla analisi di risposta sismica locale; inoltre la moschea di altezza limitata, avendo un periodo proprio più basso di quello derivante dal terremoto, non ha subito danni significativi. Ciò dimostra che l'interazione terreno-struttura è di cruciale importanza per la valutazione del rischio sismico e quindi della vulnerabilità delle strutture, come sostenuto da Hudson [2], già nel lontano 1981.

A questo proposito è da rilevare che lo spettro elastico di risposta sismica previsto dalle normative, non sempre è rappresentativo di terremoti registrati, durante i quali possono verificarsi contenuti significativi alle basse frequenze (periodi di valore elevato). A titolo di esempio, nella figura 7, sono riportati gli spettri relativi ad alcuni terremoti con lungo periodo, che differiscono notevolmente da quello contenuto in [5]. Dalla Figura 7 si evince che per alcuni recenti terremoti distruttivi lo spettro di risposta elastico suggerito dalla normativa [5] non è cautelativo per lunghi periodi. Da ciò deriva

che l'interazione terreno-struttura per tali spettri non conduce a risultati a favore di sicurezza, per cui non può essere ignorata. Inoltre per periodi lunghi intorno a $T=2$ sec, gli interventi con isolatori sismici non sono consigliabili. L'interazione terreno-struttura pertanto non può essere trascurata; un esempio di interazione terreno-struttura è riportato in figura 8.

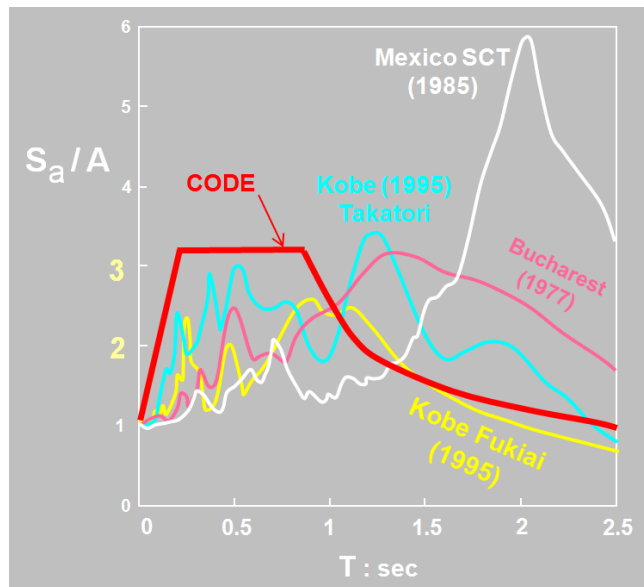


Figura 7. Confronto tra lo spettro di risposta elastico dell'Eurocodice EC8 [5] e quello desunto dalle registrazioni di alcuni terremoti distruttivi. Da Gazetas [15].

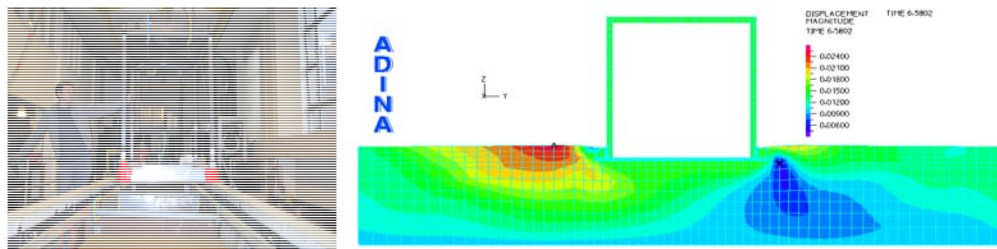


Figura 8. Interazione terreno struttura. a) modello fisico; b) modellazione numerica. [16, 17].

Per quanto riguarda la valutazione della accelerazione sismica al bedrock, le problematiche riguardano principalmente la sismologia applicata, e pertanto sarebbero al di fuori degli obiettivi del presente lavoro. Tuttavia sembra opportuno richiamare qui il caso della valutazione della azione sismica al bedrock nella città di Catania, che sembra sottostimata da quanto previsto dalla normativa vigente [4], anche se non vi sono riscontri sperimentali in quanto per fortuna un terremoto distruttivo come quello del 1693 non si è ancora ripetuto.

A questo proposito, è stato operato un confronto tra la valutazione probabilistica della accelerazione basata sulla probabilità di non superamento del 10% in 50 anni comunemente utilizzata dai progettisti secondo NTC [4], con una valutazione deterministica della accelerazione basata sulla modellazione della sorgente del terremoto del 1693. Nella figura 9 è riportata la zonazione dei valori massimi della accelerazione al suolo basata su metodo probabilistico (figura 9a), e per confronto la zonazione dei valori massimi della accelerazione al suolo basata su metodo deterministico (figura 9b).

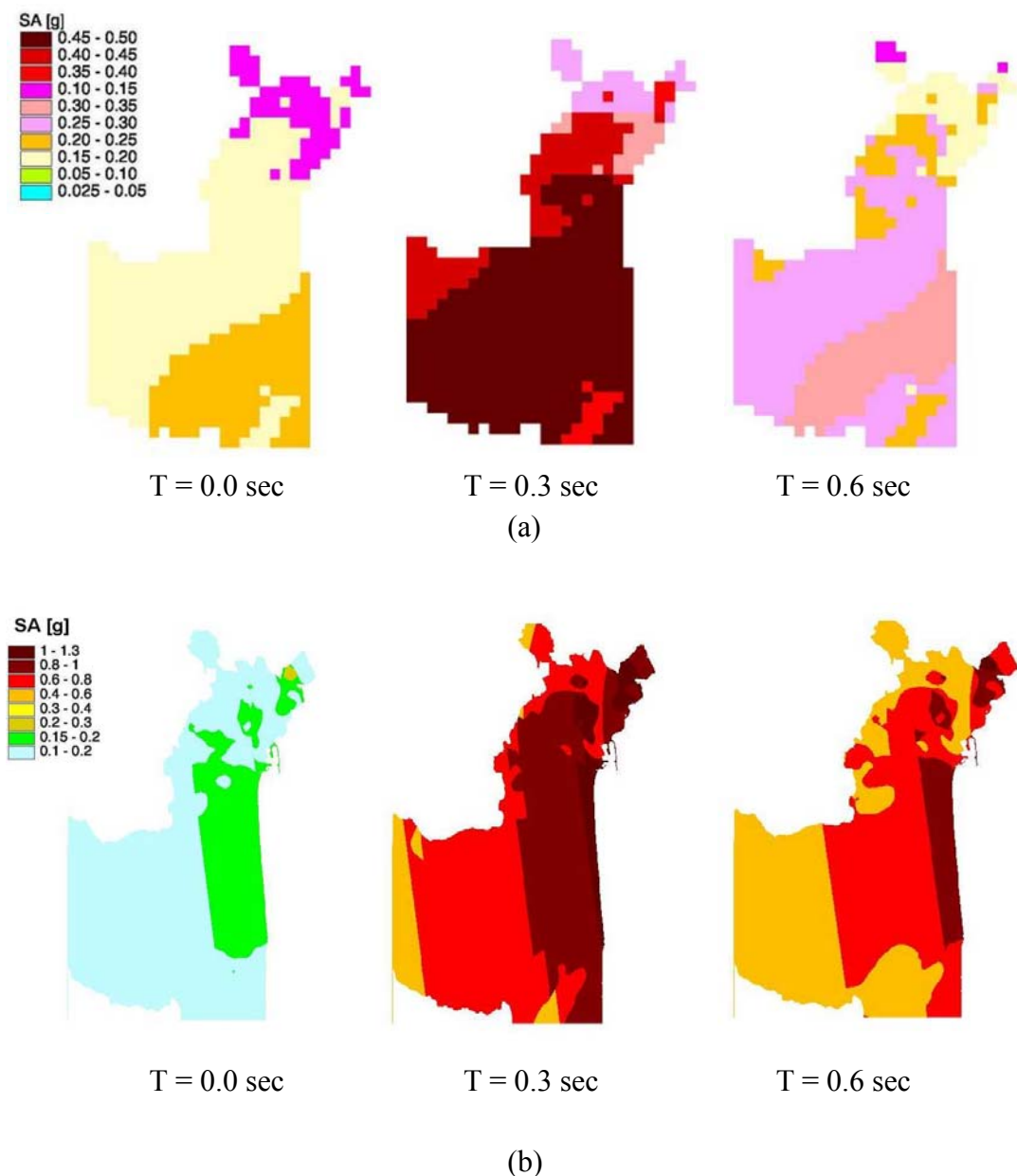


Figura 9. Zonazione della accelerazione sismica di terreno libero, con il metodo probabilistico (a) ed il metodo deterministico (b). Da [18].

Dalla figura 9 si evince che i valori della accelerazione valutati con il metodo deterministico risultano circa il doppio di quelli valutati con il metodo probabilistico. Si ha motivo di ritenere che anche nel caso in cui per la progettazione si adottassero valori della accelerazione con la probabilità di non superamento inferiori al 5% in 50 anni, i valori di accelerazione valutati con metodo probabilistico risulterebbero ancora inferiori a quelli valutati con metodo deterministico.

4 VULNERABILITA' SISMICA DEL TERRITORIO

Durante i terremoti distruttivi, si sono spesso verificate frane di grosse proporzioni che hanno causato danni paragonabili a quelli dovuti dalla azione sismica agente sulle strutture. Tra questi rientra il caso della frana di Las Colinas verificatasi durante il terremoto del 2001 ad El Salvador ($M=7.6$). La frana (figura 10) ha travolto numerosi edifici causando circa 500 morti sul totale di circa 1000 vittime del terremoto. Il volume del terreno in frana è stato di circa $300.000-500.000 \text{ m}^3$. Le case travolte sono state circa 5.000, pari ad un terzo del totale di circa 16.000 case danneggiate, tuttavia i morti causati dalla frana sono stati la metà del totale, poiché mentre nelle case danneggiate qualcuno si è salvato, nessuno si è salvato nelle case travolte dalla frana.



Figura 10. Frana di Las Colinas verificatasi durante il terremoto di El Salvador del 2001 che ha causato circa 500 morti.

Per quanto riguarda i terremoti italiani, frane rilevanti si sono manifestate durante il terremoto del Friuli del 1976 [19] e quello dell'Irpinia del 1980 [20]. Nella figura 11 è riportato il distacco di un masso di grandi proporzioni, verificatosi durante il terremoto del Friuli, che si è arrestato in prossimità di alcuni edifici; è di tutta evidenza che, qualora il masso avesse raggiunto l'edificio, lo stesso sarebbe stato gravemente danneggiato; ciò, del resto, si è verificato in altri casi, come per esempio nel caso di un edificio della Valle D'Aosta, che è stato parzialmente demolito da un masso di grandi proporzioni distaccatosi dalla montagna in condizioni statiche, raggiungendo l'edificio in questione dopo alcuni rotolamenti e rimbalzi.



Figura 11. Frana di crollo verificatasi in Friuli durante il terremoto del 1976, con rimbalzi e rotolamenti di grandi massi che si sono arrestati in prossimità dei centri abitati.

Numerose frane di grandi proporzioni si sono manifestate durante il terremoto dell'Irpinia in terreni prevalentemente argillosi, con scorrimenti di decine di metri. Tra queste, particolarmente rilevanti sono state le frane di Senerchia [21] e di Calitri [22]. In particolare la frana di Calitri è ben documentata per la presenza nelle sue vicinanze di un accelerometro che ha registrato il terremoto; inoltre, accurati studi sono stati condotti per la determinazione della resistenza residua dei terreni, impiegando diverse apparecchiature, tra cui anche l'apparecchio anulare di taglio a rotazione presso l'Imperial College di Londra [23]. L'analisi è stata condotta sia in termini di resistenza residua sia in termini di spostamento, evidenziando un buon accordo tra i valori di spostamento calcolati e quelli verificatisi durante il terremoto. Nella figura 12 è evidenziato lo spostamento in corrispondenza della nicchia di distacco nel centro abitato di Calitri.



Figura 12. Frana di Calitri verificatasi in terreno argilloso a seguito del terremoto dell'Irpinia del 1980.

La nicchia di distacco si è manifestata inizialmente con cedimenti di circa 50 cm, che si sono ampliati nelle condizioni post-sismiche sino a quasi 2 m. Ovviamente gravi danni si sono verificati negli edifici a cavallo della nicchia di distacco. Per evitare o mitigare il verificarsi di frane causate da sisma, occorre un'attività di prevenzione che consenta di intervenire prima dell'accadimento del terremoto. Un esempio a tal riguardo è quello della frana di Monte Po (figura 13), nel centro abitato di Catania [24].



Figura 13. Frana di Monte Po. Planimetria, modello geotecnico del terreno e veduta della scuola elementare e dell'edificio dell'Istituto Autonomo Case Popolari, minacciati dalla frana.

L'analisi di stabilità della frana è stata condotta sia in termini di equilibrio limite sia in termini di analisi dello spostamento con il modello di Newmark modificato. La modifica apportata da Biondi e Maugeri [25] per i terreni argillosi tiene conto del decadimento della resistenza del terreno a seguito delle sollecitazioni cicliche, mentre quella apportata da Biondi et al. [26] tiene conto dell'insorgere della pressione interstiziale nei terreni di tipo sabbioso.

In effetti, in alcuni casi, l'insorgere della pressione interstiziale potrebbe condurre ad un fenomeno di completa liquefazione del terreno, con conseguenze rilevanti per le strutture anche nel caso di terreno pianeggiante. A titolo di esempio, nella figura 14 si riporta il danno verificatosi alle strutture per effetto del terremoto di Niigata del 1964 ($M=7.5$); nella figura 15 è riportato il caso del danno verificatosi in un albergo durante il terremoto di Kocaeli del 1999 in Turchia ($M=7.4$).



Figura 14. Sprofondamento e ribaltamento di alcuni edifici a seguito della liquefazione del terreno durante il terremoto di Niigata del 1964.



Figura 15. Lateral spreading di un albergo in prossimità del lago di Sapanca durante il terremoto di Kocaeli del 1999 in Turchia.

In effetti gli edifici riportati nelle figure 14 e 15 non hanno subito alcuna lesione, dal che si potrebbe dedurre che la loro vulnerabilità era accettabile, tuttavia allorquando noi consideriamo anche la vulnerabilità del territorio su cui gli edifici sono fondati, quest'ultima risulta eccessiva, al punto di condurre alla perdita della funzionalità degli edifici, che di fatto sono stati demoliti. Pertanto, in aggiunta alla vulnerabilità delle strutture, bisogna valutare anche quella del territorio, perché quest'ultima può risultare di cruciale importanza per la valutazione complessiva della vulnerabilità dell'edificio, tenendo anche conto della vulnerabilità del territorio.

Fenomeni rilevanti di liquefazione non si pensava potessero accadere sul territorio italiano, per il quale si riteneva che il pericolo di liquefazione fosse estremamente limitato, sia a causa dei terremoti di magnitudo un po' inferiori a quelli precedentemente esaminati sia per la diversa natura dei terreni. Tuttavia, nei recenti terremoti del 2009 in Abruzzo ($M_L = 5.8$) e del 2012 in Emilia Romagna ($M_L = 5.9$), si sono manifestati fenomeni di liquefazione. Nel caso del terremoto dell'Abruzzo i fenomeni di liquefazione sono stati molto contenuti e si sono manifestati principalmente in località Vittorito a circa 45 km dall'epicentro, laddove l'accelerazione sismica è stata stimata pari a circa 0.10g [27]. Nel caso del terremoto del 2012 in Emilia Romagna, i fenomeni di liquefazione sono stati molto diffusi [28, 29], nonostante i valori massimi di accelerazioni al suolo previsti da NTC 2008 [4] fossero di 0.12-0.15g (vedi par. 2). Ciò è anche dovuto al fatto che i valori massimi di accelerazione registrata sono stati pari a 0.24-0.29g.

I fenomeni di amplificazione verificatisi nei terremoti del 2009 in Abruzzo e del 2012 in Emilia Romagna inducono a riflettere sui valori minimi di accelerazione previsti dalla normativa vigente NTC 2008 [4], oltre i quali bisogna effettuare la verifica alla liquefazione, anche in relazione ai valori di accelerazione massima registrati nei suddetti terremoti, che sono maggiori di quelli previsti dalla normativa (circa il doppio).

5 CONCLUSIONI

A partire dall'inizio degli anni '80 si è sempre più affermata la disciplina dell'Ingegneria Geotecnica Sismica, che, unitamente all'ingegneria Sismica Strutturale ed alla sismologia applicata, hanno apportato notevoli innovazioni nell'ingegneria sismica moderna, rendendola una materia interdisciplinare.

In primo luogo l'ingegneria geotecnica sismica ha evidenziato la rilevanza della risposta sismica locale, che può modificare l'azione sismica al bedrock, ampliandola e variandone il contenuto in frequenza. Tale effetto può essere valutato sulla base dell'analisi della risposta sismica locale, tenendo conto dell'interazione tra l'azione sismica al bedrock e le proprietà degli strati superficiali di terreno in termini di periodo predominante, modulo di elasticità tangenziale e smorzamento del terreno sottoposto all'azione sismica. In tali analisi assumono particolare importanza le caratteristiche non lineari del terreno, in relazione all'entità della deformazione angolare.

La risposta sismica locale può alterare sostanzialmente l'accelerazione massima di terreno libero, come dimostrato dalle registrazioni strumentali di terremoti recenti, che hanno evidenziato valori di accelerazioni massime di terreno libero a volte significativamente superiori a quelli previsti dalla normativa vigente. Di ciò si dovrà tener conto modificando alcune normative vigenti tra cui la NTC 2008, rendendo obbligatoria l'analisi della risposta sismica locale nella maggior parte dei casi.

La risposta sismica locale può alterare anche il contenuto in frequenza dell'accelerogramma al bedrock, che, a seguito di tale alterazione può fornire spettri elastici con elevati periodi predominanti che possono rendere sfavorevole ai fini della sicurezza l'interazione terreno-struttura. Sarebbe pertanto opportuno analizzare gli effetti connessi all'interazione terreno-struttura, mediante modelli fisici su tavola vibrante o su centrifuga e mediante modellazione numerica, validata dai risultati dei modelli fisici, tenendo conto delle proprietà non lineari del terreno e della struttura.

Considerati i numerosi fenomeni che possono intervenire nella modifica dell'azione sismica che sollecita la struttura, la vulnerabilità degli edifici esistenti deve essere valutata con riferimento all'accelerazione massima critica che gli stessi possono sopportare, che va confrontata con l'azione sismica prevista e/o prevedibile per il territorio sul quale sono costruiti.

Infine, oltre alla vulnerabilità degli edifici, deve essere valutata la vulnerabilità del territorio sul quale gli edifici sono costruiti. Infatti, quando l'azione sismica sul territorio supera un certo valore critico, il terreno di fondazione può subire un collasso, che comporta il collasso della struttura o la sua perdita irreparabile di funzionalità. Ciò soprattutto nel caso di terreni in pendenza, poiché al superamento di una accelerazione critica, peraltro ben valutabile con le procedure dell'ingegneria geotecnica sismica, possono verificarsi frane oppure fenomeni di liquefazione. Questi ultimi, nel caso di terreni in pendenza, possono originare movimenti di "lateral spreading", che possono comportare spostamenti prevalentemente orizzontali degli edifici, con possibili scivolamenti, soprattutto in prossimità delle sponde dei laghi o del mare, che, anche nel caso di mancanza di lesioni significative degli edifici, possono comportare la perdita totale della loro funzionalità a cui erano destinati, con la conseguenza della loro irreparabile perdita.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Seed H.B., Ugas C., Lysmer J. (1974). Site dependent spectra for earthquake resistant design". Report N EERC 74-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [2] Hudson D.E. (1981). The role of Geotechnical Engineering in earthquake problems". Proc. Int. Conf. On Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. St. Louis, MO 1981.

- [3] O.P.C.M. n° 3274/2003 (2003). Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zone sismiche". Gazzetta Ufficiale Repubblica Italiana, 25 marzo 2003, Roma (in italian).
- [4] NTC (2008). Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. D.M. 14/01/2008. G.U. n. 29 del 04/02/2008 (Suppl. Ordinario n. 30).
- [5] EC8-Part 1 (2003). Design of structures for earthquake resistance– Part 5: General rules, seismic actions and rules for buildings". European Prestandard, ENV 1998, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [6] Ishihara K. (2008). Challenges in perspective in geotechnics for intense earthquake shaking". Invited Lecture. Seismic Engineering International Conference commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria Earthquake, Reggio Calabria.
- [7] Maugeri M., Totani G., Monaco P. Grasso S. (2011). Seismic Action to Withstand The Structures: The Case History of 2009 Abruzzo Earthquake. Proc. of the Eight International Conference on Earthquake Resistant Engineering Structures. Chianciano Terme (Italy), 7-9 September 2011. ISBN: 978-1-84564-549-9, pp. 3-14.
- [8] Maugeri M., Soccodato C. Eds (2012). Proc. of the Second International Conference on Performance Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering. M. Maugeri and C. Soccodato Editors. Taormina (Italy), May 28-30, 2012. Patron Editor. ISBN 978-88-555-3178-8.
- [9] Kramer S. (2012). Performance-Based Design Methodologies. Proc. of the Second International Conference on Performance Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering. M. Maugeri and C. Soccodato Editors. Taormina (Italy), May 28-30, 2012.
- [10] Ansal A., Tönük G., Kurtuluş A., Cetiner B. (2012). Site Specific Response Analysis for Design Earthquake Characteristics. Proc. of the Second International Conference on Performance Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering. M. Maugeri and C. Soccodato Editors. Taormina (Italy), May 28-30, 2012.
- [11] Ratjhe E., Wang Y., Stafford P. J., Antonakos G., Saygili G. (2012). Probabilistic assessment of the seismic performance of slopes. Proc. of the Second International Conference on Performance Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering. M. Maugeri and C. Soccodato Editors. Taormina (Italy), May 28-30, 2012.
- [12] Boulanger R., Kamai R., Ziotopoulou K. (2012). Liquefaction-induced strength loss and deformation: Simulation and design. Proc. of the Second International Conference on Performance Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering. M. Maugeri and C. Soccodato Editors. Taormina (Italy), May 28-30, 2012.

- [13] Bardet JP, Ichii K, Lin CH (2000) EERA: a computer program for equivalent-linear earthquake site response analyses of layered soil deposits, user manual. University of Southern California, 40 pp.
- [14] Di Capua G., Lanzo G., Luzzi L., Pacor F., Paolucci R., Peppoloni S., Scassera G., Puglia R. (2009). Caratteristiche geologiche e classificazione di sito delle stazioni accelerometriche della RAN ubicate a L'Aquila. Report S4 project (<http://esse4.mi.ingv.it/>), June 2009.
- [15] Gazetas G. (2007). Panel Report. Session 1.1 "Implementation of Eurocodes EC-7 and EC-8 in urban areas". XIV European Conference On Soil Mechanics And Geotechnical Engineering: Geotechnical Engineering In Urban Environments. Madrid, Spain, September 24-27, 2007.
- [16] Biondi G., Massimino M.R. (2002). Static and dynamic modelling of soil-shallow foundation-overstructure interaction. Research Report in the framework of an ECOLEADER Project.
- [17] Massimino M.R. (2004). Experimental and numerical modelling of a scaled soil-structure system". In: Seismic Prevention of Damage for Mediterranean Cities, a case History: the City of Catania (Italy), Maugeri M. Editor. Wit Press, Southampton, UK.
- [18] Faccioli E., Pessina V., Vecchiotti M. (2002). Risk-UE Report WP2 meeting 23-25 Jan 2002, Barcelona.
- [19] Maugeri M., Wang S., Zhang J. (1993). Some observation on the dynamic behavior of jointed rock slopes under seismic loading. Proc. International Symposium on Assessment and Prevention of Failure Phenomena in Rock Engineering, Istanbul, Turchia, 5-7 April 1993, pp.613-618.
- [20] Maugeri M., Motta E., Wang S.J. (1994). Seismicity induced mass movement of high slopes and its prediction. 7th Congress of the I.A.E.G., Lisbona, 5-9 September, pp.2127-2136.
- [21] Maugeri M., Motta E., Sorriso Valvo M. (1982). The Senerchia landslide triggered by the 23 November 1980 earthquake. Proc. 4th International Congress I.A.E.G., New Delhi, 10-15 December 1982, vol.VIII, pp.VIII.139-VIII.149.
- [22] Crespellani T., Madiati C., Maugeri M. (1996). Analisi di stabilità di un pendio in condizioni sismiche e post-sismiche. Rivista Italiana di Geotecnica, Anno XXX, n.1, pp.50-61.
- [23] Bellino S., Maugeri M. (1985). Confronto tra valori di resistenza residua ottenuti con diverse apparecchiature anulari di taglio". Rivista Italiana di Geotecnica, vol. XIX, n.2, pp.101-113.
- [24] Cavallaro A., Ferraro A., Grasso S., Maugeri M. (2012). Topographic effects of the Monte Po hill in Catania (Italy). Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 43 (2012) 97–113. (ISSN: 0267-7261).
- [25] Biondi G. , Maugeri M. (2005). Effect of cyclic behaviour of soils on seismic response of clay slopes. Proc. of the Satellite Conference on Recent Developments

- in Earthquake Geotechnical Engineering. Osaka University Nakanoshima Center, Osaka City, Japan, September 10, 2005, pp. 263-270.
- [26] Biondi G., Cascone E., Maugeri M., Motta E. (2000). Seismic response of saturated cohesionless slopes". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Vol. 20 n° 1-4, pp. 209-215.
- [27] Monaco P., Santucci De Magistris F., Grasso S., Marchetti S., Maugeri M., Totani G. (2011). Analysis of the liquefaction phenomena in the village of Vittorito (L'Aquila). *Bull Earthquake Eng* (2011) 9, pp. 231–261. DOI 10.1007/s10518-010-9228-0. ISSN: 1570-761X (print version), ISSN: 1573-1456 (electronic version).
- [28] Vannucchi G., Crespellani T., Facciorusso J., Ghinelli A., Madiari C., Puliti A., Renzi S. (2012). Soil liquefaction phenomena observed in recent seismic events in Emilia-Romagna Region, Italy. *International Journal of Earthquake Engineering*, Vol 2-3, Pàtron Editore, Bologna.
- [29] Fioravante V., Abate G., Giretti D., Aversa S., Boldini D., Crespellani T., Dezi F., Facciorusso J., Ghinelli A., Grasso S., Lanzo G., Madiari C., Massimino M. R. Maugeri M., Tropeano G., Santucci De Magistris F., Sica S., Silvestri F., Vannucchi G. (2013). *Earthquake Geotechnical Engineering Aspects: the 2012 Emilia-Romagna Earthquake (Italy)*. Seventh International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. Invited Lecture No. EQ-5. Wheeling, IL (Chicago, IL Area) – April 29-May 4, 2013.