



il GEOLOGO

DELL'EMILIA-ROMAGNA

Bollettino Ufficiale d'Informazione dell'Ordine
dei Geologi Regione Emilia-Romagna

Lettera del Presidente

di Gabriele Cesari
Ordine dei Geologi dell'Emilia-Romagna

Care colleghe e cari colleghi

con questo numero della rivista diamo avvio ad un percorso di "restyling" dei nostri strumenti di comunicazione istituzionali che riguarderà anche gli strumenti web. Il rinnovamento della veste grafica serve da un lato a dare maggior rilievo alla qualità del progetto editoriale (la cui continuità è garantita dal Direttore e *Past President* Maurizio Zaghini) e dall'altro a rendere più incisiva la comunicazione della nostra categoria verso le Istituzioni e l'opinione pubblica.

Prima di riprendere il filo del mio ragionamento espresso con le lettere dei due precedenti numeri della rivista esprimo il mio rammarico perché non è stato raccolto dai colleghi l'invito a segnalare la propria disponibilità a collaborare con il Consiglio sia per le attività di comunicazione (rivista e sito) che per le attività delle Commissioni tematiche dell'Ordine. L'invito è fortemente rinnovato: come possiamo pretendere un cambiamento della mentalità pubblica sui temi che ci stanno a cuore senza partire dalla nostra partecipazione?

Nelle puntate precedenti scrivevo che per ridare alla geologia il giusto spazio che deve occupare nelle politiche territoriali e nella prevenzione dei rischi naturali occorre un salto di qualità da parte della nostra categoria (di cui ho parlato la volta scorsa) e occorrono fattori a noi "esterni" e che sono riconducibili alla sfera politica. Di questo vorrei parlare, in un momento particolare per la nostra Regione che a seguito delle dimissioni del Governatore Errani – proprio nel pieno della ricostruzione post-sisma e dopo due anni caratterizzati da ripetuti dissesti e catastrofi naturali - si trova nelle condizioni di dovere anticipare l'interruzione del lavoro della Giunta Regionale con la quale il nostro Ordine si è confrontata intensamente - a volte anche in modo molto critico, ma sempre con un'ottica di contributo costruttivo – e alla quale va dato atto di avere ascoltato e recepito buona parte delle istanze che abbiamo rappresentato nell'ultimo anno e mezzo. Anche in futuro lavoreremo perché prosegua in modo proficuo il dialogo con la Regione, reso possibile dalla disponibilità all'ascolto di molti funzionari, dirigenti ed Amministratori (cito in particolare l'Assessore alla Difesa del Suolo Paola Gazzolo).

Il grande Albert Einstein ne "Come io vedo il mondo (1934) diceva: "Senza crisi non ci sono sfide, senza sfide la vita è una routine, una lenta agonia." Quella che viviamo è la crisi di un modello che ha dimostrato di non essere sostenibile sia dal punto di vista economico che da quello ambientale: l'elenco degli esempi è ormai aggiornato mensilmente, con gravi e drammatiche

conseguenze. Da qui la sfida che deve essere portata alla sfera politica: basta con le ipocrisie e le finte azioni messe in campo "post". Occorre rivedere completamente il rapporto tra il territorio – con le sue caratteristiche naturali al contempo fragili e meravigliose – e le opere/strutture che in esso si inseriscono. Se questo rapporto letteralmente "cambia verso" (per usare un termine di moda) allora la geologia entra necessariamente nei palazzi della politica, entra per dare il contributo nobile ed etico che può dare chi è mosso nel suo operato anzitutto dalla passione all'ambiente e alla natura (caratteristica direi "ontologica" del geologo). Recentemente ho visto il beneficio che si ha dove questo avviene: penso in particolare ai casi di San Leo (Rimini) e Tizzano (Parma) dove i colleghi geologi Mauro Guerra e Tiziano Bodria – svolgendo le loro mansioni di sindaco - hanno affrontato brillantemente situazioni di importanti fenomeni di dissesto idrogeologico riducendo i danni ed aiutando la popolazione a convivere con il rischio. Ma gli stessi risultati sono stati ottenuti dall'Amministrazione Comunale di Gaggio Montano, che si è avvalsa di geologi liberi professionisti e funzionari di Enti Pubblici in sinergica collaborazione con i cittadini locali, volontari della Protezione Civile. Cambiare verso vuol dire rendere normali queste "rare anomalie positive". Ciò è possibile solo se si mette al centro della gestione territoriale la conoscenza geologica ed ambientale, non gli interessi di qualche bottega (e mi fermo...). Diciamo queste cose da anni: ma è solo colpa della politica se non veniamo capiti? O possiamo supporre che anche noi non ci siamo espressi adeguatamente e che dobbiamo rivedere anche il modo con cui sollecitiamo le "nostre" tematiche, che poi sono le tematiche di tutti, della valorizzazione dell'ambiente e del territorio, dell'uso sostenibile e razionale delle risorse, della sicurezza e riduzione degli effetti delle catastrofi naturali? Ecco, vorrei concludere dicendo che noi non ci uniremo al coro di chi lamenta solo le lacune degli altri! Vogliamo contribuire ad un cambiamento di mentalità possibile a partire anche dalla nostra Regione, dove inizieremo a porre questi temi alle Istituzioni e all'opinione pubblica a partire da un convegno pubblico previsto prossimamente. Siamo pronti ad assumerci la nostra responsabilità per favorire un nuovo modello di sviluppo realmente sostenibile che metta al centro la sicurezza dei luoghi e degli edifici in cui viviamo, la valorizzazione delle risorse naturali, idriche ed energetiche, la tutela del paesaggio e dell'ambiente. Se poi a questo contributo non verrà dato lo spazio che merita non mancheremo di evidenziare le responsabilità di ciascuno.

Opinione del Direttore

di Maurizio Zaghini

Terremoti innescati? Il caso dei terremoti dell'Emilia del 2012

La Pianura Padana che ci appare uniforme e piatta; non lo è nel sottosuolo, ove si riflettono le tensioni che si sono sviluppate nel corso della sua storia geologica (vedi tettonica a zolle).

In particolare il margine settentrionale dell'appennino è soggetto ad una tettonica attiva di cui abbiamo fatto cenno sulla nostra Rivista nell'articolo del collega Vincenzo Picotti a proposito dei terremoti emiliani del 2012 (cfr. "La crisi sismica in Emilia del maggio-giugno '12 e la tettonica attiva in Appennino settentrionale" n. 45 de Il Geologo dell'Emilia-Romagna).

C'è stato chi ha voluto vedere in questi terremoti un legame con l'estrazione oppure lo stoccaggio di fluidi nel sottosuolo.

Per cercare di dirimere la questione il Presidente della Regione Emilia-Romagna ha sollecito il dott. Franco Gabrielli, Capo del Dipartimento della Protezione Civile, a istituire una commissione tecnico-scientifica internazionale incaricata di valutare le possibili relazioni tra attività di esplorazione di idrocarburi ed aumento dell'attività sismica nell'area colpita dal terremoto dell'Emilia del maggio 2012.

La Commissione ha svolto, molto seriamente, il proprio lavoro anticipando mesi fa lo studio alla Regione Emilia-Romagna. Anticipazioni delle conclusioni sono apparse anche sulla Rivista americana Science e riprese dalla stampa giornalistica italiana con molto clamore (es. rif. pagina 29 di Repubblica R2 di venerdì 11 aprile '14 a firma di Silvia Bencivelli).

Avremmo preferito che la notizia e i relativi commenti fossero forniti in primis dalla Regione ma tant'è.

Lo studio come dicevamo è molto approfondito (di ben 213 pagine) e viene fatta un'analisi sui vari tipi di terremoti (tettonici e antropogenici a loro volta, questi ultimi, indotti o innescati) in relazione alla ricerca di stabilire l'eventuale nesso esistente tra le operazioni di iniezione/estrazione e stoccaggio di fluidi e l'attività sismica dell'area dell'Emilia-Romagna colpita dalla crisi sismica del maggio-giugno 2012.

L'area colpita dalla sequenza sismica, di forma ellissoidale, lunga circa 30 km e larga 10 km, si estende in direzione est-ovest sopra l'anticlinale carbonatico fagliato di Cavone-Mirandola ove si è cercato un eventuale nesso coi campi più vicini all'attività sismica 2012 e cioè la concessione di coltivazione di Mirandola, ormai prossima all'esaurimento, e il capo geotermico di Casaglia. Come sapete la Commissione ha ritenuto altamente improbabile che le attività di sfruttamento di idrocarburi a Mirandola e di fluidi geotermici a Casaglia possano aver prodotto una variazione di sforzo sufficiente a generare un evento sismico "indotto". L'attuale stato delle conoscenze e l'interpretazione di tutte le informazioni raccolte ed elaborate non permettono di escludere la possibilità che le azioni inerenti lo sfruttamento di idrocarburi nella concessione di Mirandola possano aver contribuito a innescare l'attività sismica del 2012 in Emilia. Ciascuno fa le deduzioni che ritiene.

La cosa più interessante, a nostro parere, sono invece le raccomandazioni che la Commissione formula.

In passato si è operato forse con troppa sufficienza. Oggi non è più possibile.

Quando si opera in ambiti di tettonica attiva occorre prima di iniziare qualsiasi attività avere ben presente il contesto geologico e geofisico e soprattutto monitorare l'attività delle faglie attraverso lo studio dei microterremoti (microsismi) oltreché del micro rilievo della superficie (utilizzando, ad esempio, i rilievi satellitari).

Il monitoraggio sismico dovrebbe essere effettuato, dice la Commissione, con una rete locale dedicata capace di rilevare e caratterizzare tutti i terremoti di magnitudo almeno 0,5 ML.

Come vedete un approccio completamente nuovo rispetto al modo di procedere cui siamo abituati.

In buona sostanza ciò è in linea con il principio della precauzione che non dovrebbe mai venir meno.

Principio che ha portato recentemente (settembre 2013) la Camera dei Deputati a dire ufficialmente no al fracking nel nostro paese.

Cari colleghi, da questo numero (n. 50), come certamente avrete osservato, prende avvio una completa rivisitazione grafica della Rivista. Ora appare molto più stimolante ed attrattiva (anche per i non geologi). Viene aggiunta una sezione pubblicitaria (Le Aziende informano) analogamente con quanto avviene in altre Riviste. Ciò ha comportato qualche ritardo nella stampa di questo numero della quale chiediamo venia. Il contenuto (darei l'anima) della Rivista è sempre lo stesso.

Buona lettura
il Direttore Maurizio Zaghini



Ordine dei Geologi Regione Emilia-Romagna

Comunicato Stampa
Bologna, 3 giugno 2014

A due anni dal sisma che ha colpito l'Emilia l'Ordine dei Geologi dell'Emilia-Romagna sottolinea l'importanza di una politica preventiva in costante rapporto con il territorio.

Sono trascorsi due anni dal violento terremoto che ha colpito l'Emilia. Il 29 maggio 2012 la seconda violenta scossa devastò un territorio già messo a dura prova dal primo terremoto del 20 maggio. A due anni da questo drammatico anniversario nell'aprile scorso è stato presentato all'Assemblea legislativa e al pubblico il **rapporto Ichese** (International Commission on Hydrocarbon Exploration and Sismicity in the Emilia Region), redatto da una commissione di esperti incaricati di valutare **possibili relazioni tra attività di esplorazione per idrocarburi e aumento dell'attività sismica nell'area colpita dal terremoto in Emilia-Romagna nel maggio 2012**. Gli studi emersi su un'area di circa 4000 km², interessata da tre concessioni di sfruttamento per idrocarburi, sono solo all'inizio.

A questo proposito l'Ordine dei Geologi dell'Emilia-Romagna, riunitosi lo scorso 27 maggio, ha espresso apprezzamento per il percorso avviato con l'istituzione di questa commissione internazionale, ritenendo che ciò possa contribuire **ad introdurre anche in Italia una modalità professionale, corretta e trasparente, nell'affrontare i rischi** (non solo quello sismico) e gli impatti derivanti dalla realizzazione di opere ed attività che riguardano il sottosuolo ed il territorio. Un esempio positivo italiano già esistente è quello adottato dal sito di Collalto (Treviso), dove il monitoraggio sismico dell'area di stoccaggio gas è fruibile on-line. Si auspica che la stessa modalità "open-data" venga adottata anche per il sito del Cavone, dove sono in corso gli approfondimenti necessari per verificare o escludere la corre-

lazione tra le attività antropiche qui svolte ed il sisma 2012, ed anche per tutti gli altri siti di estrazione fluidi presenti in aree sismicamente attive, a cominciare dall'impianto geotermico di Casaglia (Ferrara). Ma i geologi dell'Emilia-Romagna affermano chiaramente che l'eventuale conferma di un ruolo del campo petrolifero di Cavone nell'innescò del terremoto (ossia come effetto della goccia che fa traboccare il vaso) non sposterebbe minimamente il punto centrale del problema: la mancanza di una politica di prevenzione adeguata. Per l'Ordine dei Geologi non si deve dimenticare che **vittime e danni ingenti nei nostri territori sono stati causati principalmente da condizioni strutturali delle costruzioni non adeguate al grado di sismicità noto da tempo per quei territori**. Pertanto, i geologi auspicano che i drammatici eventi sismici del 2012 portino ad un balzo in avanti in materia di prevenzione del rischio sismico, sia dal punto di vista normativo che su un piano applicativo e divulgativo.



Pierluigi Vecchia - Commissione Energia Ordine Geologi Lazio

Mi ha molto colpito, in occasione dell'evento sismico del 2012, la diffusa mancanza di informazione, di conoscenza, di consapevolezza del proprio territorio, l'incapacità di dimensionare i fenomeni naturali. Lascio ad altri il dettaglio scientifico della sismicità indotta o innescata da produzione e stoccaggio di fluidi dal sottosuolo nel "cratere sismico" (?); voglio qui parlare della caccia alle streghe, alla ricerca di "trivelle fantasma", di "fanghi perforanti", di "fracking", del "progetto Terratron" per la creazione dell'arma climatica finale, tutto testimoniato da bagliori notturni o da contemporanee eruzioni vulcaniche sulle Ande. Complotti e maledizioni Maya raccontati sulla pelle di chi ha vissuto, e sta ancora vivendo, il dramma di una casa distrutta, di un lavoro che non c'è più, di una paura che ti en-

tra dentro e che non ti lascia, e che fa domande anche per esorcizzare questa paura e rimboccare le mani.

Troppi sono stati gli esperti nominati dalla rete: il geometra che spiega la geologia, la fisica che accusa di ignoranza geologica una docente di geologia, il politico che usa parole chiave senza capirne il significato, il cantante che ritiene probabile che 7 miliardi di persone che si muovono possono generare terremoti.

E purtroppo emblematico è stato l'assordante silenzio che noi geologi abbiamo saputo produrre. La geologia è risultata in troppe occasioni la grande assente nel dibattito sui danni e sui drammi generati non dal sisma di per sé ma da un tessuto urbanizzato non correttamente dimensionato alla pericolosità e al rischio sismico conosciuto. Ovvero da una scarsa consapevolezza del proprio territorio. Troppe volte assistiamo alla consegna a furor di rete di patenti di conoscenza a individui a cui non viene richiesta nessuna garanzia di conoscenza e che rifiutano regolarmente ogni possibile contraddittorio.

È compito di noi scienziati e professionisti della geologia produrre e diffondere conoscenza: il metodo scientifico che applichiamo nel nostro lavoro deve essere applicato sempre, a prescindere dalle opinioni. Perché le idee e le opinioni costruttive si generano solo attraverso una corretta conoscenza dei dati, dei numeri, dei fatti. Ce lo dice il nostro codice etico, ce lo impone il nostro essere cittadini di una società civile.



Marco Mucciarelli - Direttore Centro Ricerche Sismologiche OGS (Istituto Nazionale di Oceanografia e di Geofisica Sperimentale) - sede Trieste

Il Rapporto ICHESE non è un articolo scientifico.

A una commissione internazionale era stato chiesto di rispondere a due domande, dati chiari limiti di tempo e risorse utilizzabili (solo dati disponibili e nessun esperimento o prova da farsi

ex-novo). Date queste limitazioni la commissione ha dovuto concludere i suoi lavori lasciando aperti alcuni interrogativi, ma indicando quali prove potevano essere condotte per chiarire i dubbi residui. In particolare era necessario verificare se la iniezione dei reflui al pozzo Cavone 14 poteva indurre sovrappressioni in grado di propagarsi al di fuori del giacimento e quindi di aver giocato un ruolo nella attivazione dei terremoti del maggio 2012. Ora sono stati pubblicati i dati delle prove svolte nell' esperimento denominato CavoneLab.

I risultati resi disponibili mostrano che anche con volumi maggiori di quelle del normale esercizio non si generano pressioni rilevanti già a soli 500 metri dal pozzo di iniezione. Ora è in corso una fase di modellazione numerica per confermare i risultati sperimentali, ma non sembra che possano esistere le condizioni che sarebbero state necessarie perché la evidenza di correlazione statistica evidenziata dal rapporto ICHESE si trasformi in un rapporto di causa-effetto tra attività antropica e terremoto dell'Emilia. Sul versante delle condizioni naturali per lo stesso evento, è uscito sulla rivista *Seismological Research Letters* un articolo di Pier Luigi Bragato, ricercatore dell'OGS, che inquadra la sequenza del 2012 all'interno di un quadro ripetutosi altre volte: una quiescenza sismica durata diversi anni sul margine meridionale della pianura Padana interrotta da un periodo di intensa attività iniziato nel 2011 in concomitanza con un periodo di maggiore attività del margine Nord. Non si tratta di un tentativo di proporre un metodo di previsione di singole scosse, quanto di mostrare come i due margini op-

posti della porzione settentrionale della placca Adriatica (dall'Appennino Tosco-Emiliano alle Prealpi Venete) abbiano dei periodi di comune maggiore attività, forse dovuti ad accelerazioni del movimento delle placche tettoniche.



Marco Marcaccio - Geologo presso Arpa Emilia-Romagna

Variazioni di livello delle acque sotterranee indotte dal sisma del 2012 osservate durante il monitoraggio regionale.

Numerose variazioni di livello delle acque sotterranee sono state segnalate a seguito delle principali scosse sismiche del terremoto in Emilia del 2012, sia in falde superficiali, con diversi casi di attivazione del fenomeno della liquefazione delle sabbie, sia in acquiferi più profondi e confinati (Di Manna et al., 2012).

Poche sono però le stazioni che presentano misurazioni scientificamente attendibili dei livelli delle falde, prima, durante e dopo gli eventi sismici. Tra queste vi sono alcune delle 40 stazioni automatiche della rete regionale di monitoraggio delle acque sotterranee dell'Emilia-Romagna che permettono l'acquisizione oraria di dati di livello, temperatura e in diversi casi di conducibilità elettrica (Figura 1).

Le stazioni che hanno permesso di documentare gli effetti delle scosse principali del sisma, avvenute il 20 e 29 maggio 2012 (rispettivamente magnitudo 5.9 e 5.8), sono quelle prossime all'area epicentrale: stazioni FE80-00 e FE81-00 di Bondeno (FE) e stazione MO80-00 di Mirandola (MO).

Le stazioni che hanno permesso di documentare gli effetti delle scosse principali del sisma, avvenute il 20 e 29 maggio 2012 (rispettivamente magnitudo 5.9 e 5.8), sono quelle prossime all'area epicentrale: stazioni FE80-00 e FE81-00 di Bondeno (FE) e stazione MO80-00 di Mirandola (MO). Le stazioni sono rappresentative di acquiferi confinati, aventi profondità di 40 m nel ferrarese e 300 m nella pianura modenese. In generale la rete regionale di monitoraggio delle acque sotterranee, che dispone di 740 stazioni di monitoraggio, è finalizzata a definire lo stato ambientale dei corpi idrici sotterranei (Regione Emilia-Romagna, 2010), tra questi anche di quelli relativamente profondi di pianura, ovvero quelli presenti fino alla profondità di circa 600 metri, quindi di molto inferiore rispetto le profondità degli ipocentri degli eventi sismici avvenuti nel 2012.

Gli effetti registrati a seguito dell'evento sismico principale del 20 maggio riguardano innalzamenti repentini del livello delle falde, quantificati rispetto il livello pre-sisma, di circa 160 cm a Mirandola (Figura 2), 60 cm a Terzana di Bondeno e 20 cm a Pilastrini di Bondeno. Innalzamenti dello stesso ordine di grandezza sono stati registrati anche a seguito dell'evento sismico principale del 29 maggio, mentre l'evento sismico del 3 giugno 2012 (magnitudo 5.1) ha determinato una perturbazione molto minore, registrata in modo appena apprezzabile solo nella stazione di Mirandola. Approfondimenti specifici sugli effetti osservati negli acquiferi confinati sono disponibili in Marcaccio e Martinelli (2012a,b).

Con il monitoraggio automatico delle acque sotterranee sono state inoltre acquisite temperatura e conducibilità elettrica. In tutte le stazioni di monitoraggio, comprese quelle dove sono state evidenziate variazioni di livello, non sono state riscontrate variazioni significative di temperatura e conducibilità elettrica, sia prima che dopo gli eventi sismici.

Le osservazioni e i dati resi disponibili con il monitoraggio automatico assumono particolare importanza anche nella calibrazione di modelli idrogeologici di flusso, in relazione alla deformazione subita dagli acquiferi e conseguente variazione dei parametri idrogeologici degli acquiferi durante e successivamente agli eventi sismici.

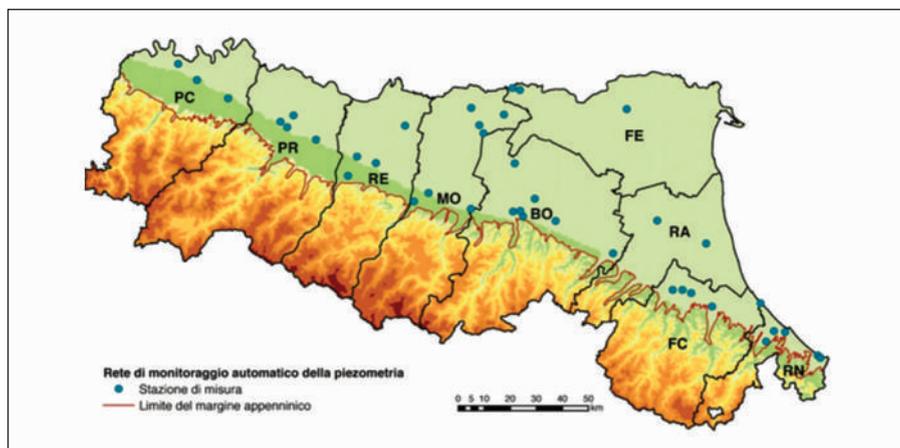


FIGURA 1 - Ubicazione delle stazioni di monitoraggio automatico delle acque sotterranee di pianura dell'Emilia-Romagna

Documenti di riferimento

- Di Manna P., Guerrieri L., Piccardi L., Vittori E., Castaldini D., Berlusconi A., Bonadeo L., Comerci V., Ferrario F., Gambillara R., Livio F., Lucarini M., Michetti A., 2012. Ground effects induced by the 2012 seismic sequence in Emilia: implications for seismic hazard assessment in the Po Plain. *Annals of Geophysics*, 55, 4, DOI: 10.4401/ag-6143. <http://www.annals-of-geophysics.eu/index.php/annals/article/view/6143>

- Marcaccio M., Martinelli G., 2012a. Effects on the groundwater levels of the May-June 2012 Emilia seismic sequence. *Annals of Geophysics*, 55, 4, DOI: 10.4401/ag-6139, <http://www.annals-of-geophysics.eu/index.php/annals/article/view/6139/6140>

- Marcaccio M., Martinelli G., 2012b. Il terremoto e le falde acquifere, cosa è successo. *Ecoscienza*, 5, 2012. http://www.arpa.emr.it/dettaglio_documento.asp?id=4168&idlivello=1171

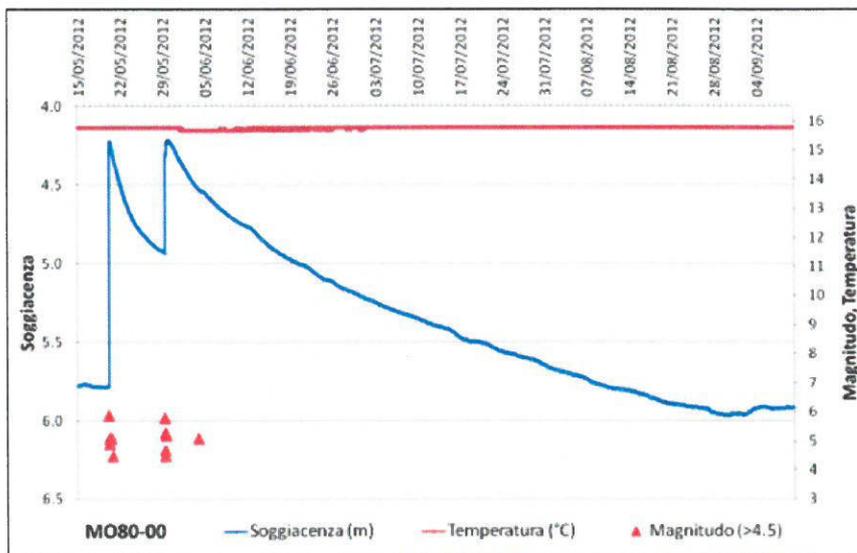


FIGURA 2 - Misure automatiche di livello (soggiacenza) e temperatura nel periodo maggio-settembre 2012 nella stazione di monitoraggio delle acque sotterranee MO80-00 (Mirandola) in concomitanza agli eventi sismici di magnitudo maggiore di 4,5

- Regione Emilia-Romagna, 2010. Delibera di Giunta n. 350, "Approvazione delle attività della Regione Emilia-Romagna riguardanti l'implementazione della Direttiva 2000/60/CE ai fini della redazione

ed adozione dei Piani di Gestione dei Distretti idrografici Padano, Appennino settentrionale e Appennino centrale. <http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/acque/temi/piani%20di%20gestione>

Esperienze nei territori colpiti dal sisma dell'Emilia (maggio 2012) – casi di studio

di Thomas Veronese
Geologo | Libero Professionista

1. Introduzione

La sequenza sismica del 2012 ha interessato in particolare i territori del ferrarese e del modenese; fino all'Ordinanza del Presidente del Consiglio n° 3274 del 2003, tali zone non erano classificate sismiche. Le NTC2005 dapprima, l'Atto di Indirizzo 112/2007 della Regione Emilia-Romagna e le definitive NTC2008 poi, hanno sancito che la pianificazione territoriale e la progettazione delle opere devono tenere in debito conto le azioni sismiche per mitigarne gli effetti e ridurre i possibili danni conseguenti sulle opere antropiche.

La conseguenza di tutto ciò è stata che la classe dei tecnici chiamati a pianificare e a progettare, per la maggior parte a completo digiuno delle teorie da applicare per la mitigazione del rischio sismico, si è dovuta rimboccare le maniche e tutti insieme, sia dipendenti degli Enti Pubblici che liberi professionisti, e oserei dire anche il mondo universitario emiliano, hanno iniziato una nuova stagione di rinnovamento e crescita collettiva sui temi legati alla sismicità del territorio.

Il sisma del 2012, con tutta la disgrazia che ha portato prima di tutto per la perdita di vite umane, poi per la distruzione che ha arrecato al tessuto edilizio produttivo, religioso e residenziale, ha insegnato a tutti che occorre fare sul serio, che i temi del rischio sismico non erano trascurabili o secondari a nessun altro tema.

Occorre riconoscere che tutto questo contesto drammatico è stato di grande motivazione per impegnarsi nella crescita in materie tecniche poco conosciute. Si sono succeduti corsi di aggiornamento uno dietro l'altro, con una offerta ricchissima per tutti i tecnici. Ci sono stati numerosi momenti di confronto reciproco tra colleghi e tra professionisti di estrazione diversa, con l'unico obiettivo di provare a fare sempre meglio, perché la responsabilità in questo contesto a rischio sismico, ricadeva su tutti coloro che rivestivano un qualsiasi ruolo nell'iter pianificatorio o progettuale di tutte le nuove pratiche. Il quadro normativo evolveva anche lui con estrema rapidità, sempre allo scopo di migliorarsi e migliorare le ricadute sul territorio.

Nell'ottica di condividere le esperienze fatte in questi due anni trascorsi dal sisma, si propongono due lavori che sono, come contenuto, conseguenza di questi eventi. Il primo lavoro vuole essere un esempio (una piccola guida) di come si possa utilizzare il software Strata per le analisi della risposta sismica locale (RSL), e se ne propone un esempio pratico, legato ad una Variante Urbanistica per la ricostruzione e parziale delocalizzazione di un complesso industriale, danneggiato dal sisma. Si evidenziano in questo lavoro le applicazioni della RSL nell'analisi della liquefazione delle sabbie, e si eviden-

ziano alcuni aspetti di grande incertezza, con le conseguenti ricadute nelle scelte progettuali.

In queste valutazioni riveste un ruolo importante la geologia, la geotecnica sismica e la geofisica (*....questa disciplina un po'ostica, che era così antipatica ai più, ma che pian piano occorre digerire per il ruolo che riveste nella mitigazione del rischio sismico*). Reputo importante, a maggior ragione, confrontarsi e collaborare strettamente tra tecnici che hanno formazioni diverse. Il secondo lavoro, scritto insieme al collega dott. Geol. Massimo Romagnoli, tende ad evidenziare un problema intuito da tutti già da tempo, e che il sisma con i suoi effetti sulla liquefazione delle sabbie, ha confermato, ovvero che non è corretto usare i dati acquisiti con punta meccanica, tali e quali, ed utilizzarli per fare analisi sulla liquefazione delle sabbie, usando teorie che nascono invece per ricorrere a dati di input acquisiti con punta elettrica e piezocono.

Purtroppo l'errore che si fa, è sottostimante il rischio di liquefazione. Siti in cui si è manifestata la liquefazione, facendo ricorso a dati acquisiti con CPTm (prove penetrometriche statiche a punta meccanica), senza operare correzioni, valutati con i metodi NCEER, non evidenziano il rischio di liquefazione. Si analizzano sette coppie di prove CPTm affiancate a CPTU (prove penetrometriche statiche a punta elettrica con piezocono) e si quantifica l'errore.

2. Esempio di analisi di risposta sismica locale 1D per i terreni di Dosso (FE)

I liberi professionisti geologi ed ingegneri, con la richiesta applicazione sempre più rigorosa dei contenuti delle NTC2008, hanno dovuto svolgere un percorso di aggiornamento molto intenso in questi ultimissimi anni. Il corso organizzato dalla Regione Emilia Romagna (Servizio Geologico Sismico e dei suoli) e dalla Associazione Geotecnica Italiana "Geotecnica sismica" tenuto a Bologna tra il 9 maggio 2013 ed il 13 giugno 2013 è stato di grande utilità, avendo esso trattato in modo esaustivo gli aspetti di base, la caratterizzazione, la progettazione geotecnica, il terremoto in Emilia ed è terminato con gli esempi applicativi. L'occasione è stata anche un momento per fare conoscenza reciproca e per confrontarsi con colleghi geologi e con ingegneri geotecnici e strutturisti. Con le lezioni seguite ed il materiale didattico consegnato, è cominciato un nuovo percorso professionale. Ora, con in mano i nuovi strumenti di cui si è potuta prendere una certa conoscenza, si prova a sperimentarli sul campo, sperando di avere raggiunto, come "utilizzatori", un minimo di consapevolezza.

Cercando di saltare tutte le parti teoriche si riporta di seguito uno studio di analisi di risposta sismica locale eseguita su un sito in Dosso (FE), ove è prevista la ricostruzione di una struttura produttiva crollata a causa degli eventi sismici del 2012 (coordinate UTM ED50 latitudine: 44,778075 longitudine:11,349702 – FIGURA 1).



FIGURA 1 - Ubicazione sito allo studio

Sul sito sono state eseguite 1 SCPTU a 31m di profondità, 9 CPTU tra i 25m ed i 32m di profondità (e per un paio di queste sono state fatte le misure dirette della velocità di propagazione delle onde S nei primi 30m mediante un'unica misura a fondo prova, per verificare che si trattasse sempre di suoli di categoria D ($V_s < 180\text{m/s}$), come misurato con la SCPTU attraverso misure effettuate ogni metro di avanzamento. E' stato poi eseguito un carotaggio continuo fino a 26m di profondità per prelevare i campioni indisturbati su cui effettuare tradizionali prove di laboratorio geotecnico, ma anche prove torsionali cicliche. Il modello geologico rilevato con le indagini dirette è ricavabile dai profili di resistenza alla punta delle prove CPTU, riportati in FIGURA 2.

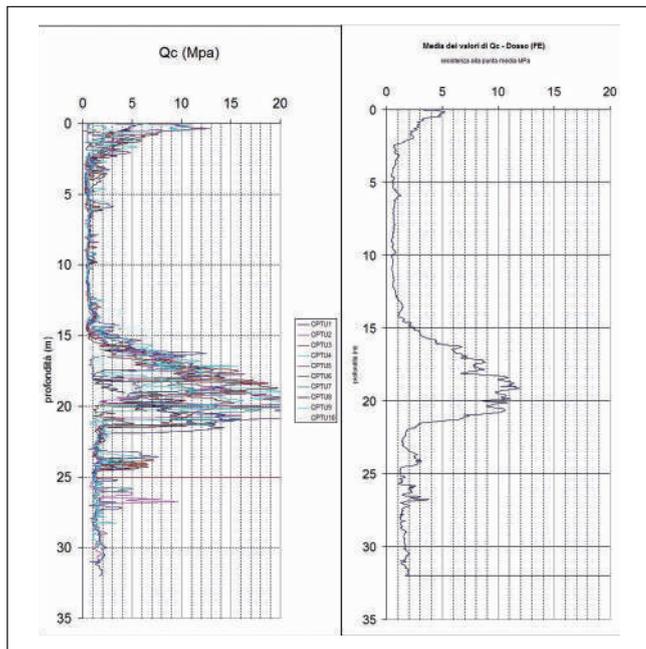


FIGURA 2 - Diagrammi di resistenza delle q_c per le CPTU eseguite in sito

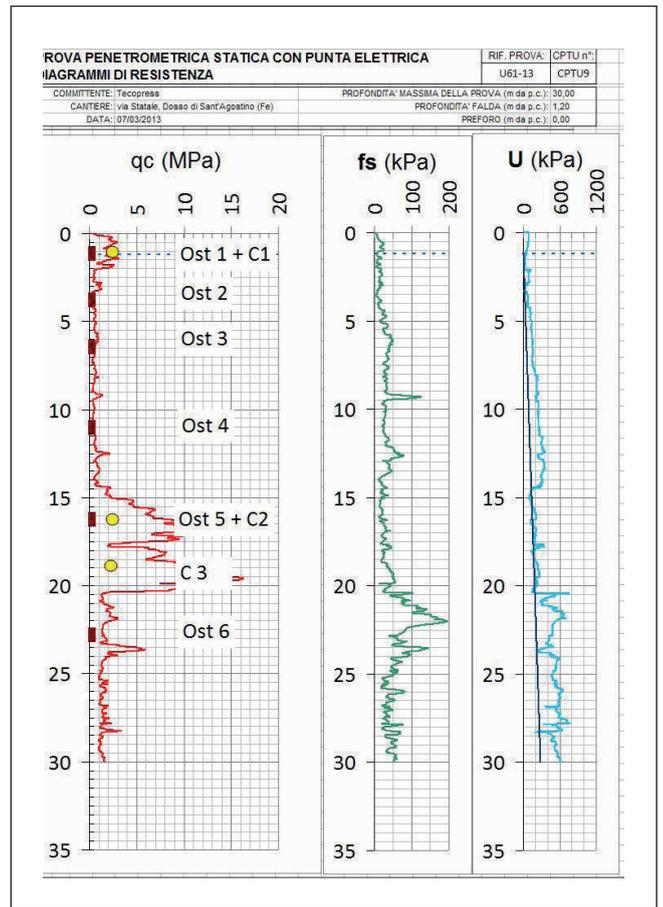


FIGURA 3 - Progetto del carotaggio sul profilo di resistenza q_c della CPTU9

In FIGURA 3 si riporta il progetto del carotaggio ed in Tabella 1 si riportano le prove eseguite sui campioni prelevati.

<u>campione OST1 e C1 (da 0,9m a 1,4m)</u>	<u>prova di colonna risonante e analisi granulometrica</u>
<u>campione OST2 (da 3,5m a 4,2m)</u>	<u>prova di colonna risonante, prova triassiale CD, prova edometrica e Limiti di Atterberg</u>
<u>campione OST3 (da 6,2m a 6,92m)</u>	<u>prova edometrica, prova triassiale CD e Limiti di Atterberg</u>
<u>campione OST4 (da 3,5m a 4,2m)</u>	<u>prova di colonna risonante, prova triassiale CD, prova edometrica e Limiti di Atterberg</u>
<u>campione OST5 e C2 (da 15,8m a 16,5m)</u>	<u>prova di colonna risonante e analisi granulometrica</u>
<u>campione C3 (da 19,0m a 19,3m)</u>	<u>analisi granulometrica</u>
<u>campione OST6 (da 22,5m a 23,1m)</u>	<u>prova di colonna risonante, prova triassiale CD, prova edometrica e Limiti di Atterberg</u>

Tabella1 – progetto delle indagini di laboratorio

Attraverso il carotaggio e le prove CPTU si è ricostruito un modello stratigrafico semplificato:

- Da 0,0m a -2,0m sabbie limose di esondazione fluviale.
- Da -2,0m a -6,0m argille limose da moderatamente consistenti a consistenti.
- Da -6,0m a -13,0m argille limose organiche e torbe.
- Da -13,0m a -16,0m argille poco limose plastiche consistenti.
- Da -16,0m a -21,0m sabbie limose.
- Da -21,0m a -32,0m argille limose molto consistenti.



FIGURA 4 – ubicazione sezione geologica adottata per il sito allo studio (<http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/cartografia/webgis-banchedati/sezioni-geologiche-prove-geostatiche-pianura>)

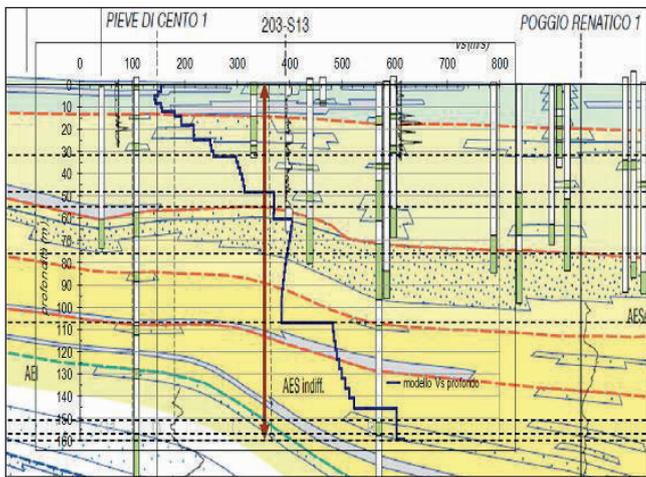


FIGURA 5 – Modello geologico e sismico profondo: sezione geologica 62 e profilo delle Vs (m/s) sovrapposti

Occorrono poi i dati geologici e sismici fino alla profondità a cui si possa assumere essere presente il bedrock sismico. Nella banca dati della regione Emilia Romagna è stato reperito il profilo stratigrafico n° 62, ubicato in FIGURA 4 e riportato in FIGURA 5.

E' stata poi commissionato l'incarico alla Ditta Team-Geofisica del Dott. Nasser Abu Zeid di fornire un profilo di Vs profondo per il quale è stata proposta una prova geofisica di sismica passiva (Extended Spatial Auto Correlation "ESAC"). Il profilo di Vs fornito fino a 160m di profondità non ha raggiunto il bed rock sismico (inteso come substrato con Vs>700-800m/s). Esso è stato applicato sul modello stratigrafico della sezione geologica 62 ottenendo la suddivisione dei strati fino a 160m di profondità (FIGURA 5). La modellazione congiunta di prove ESAC e di prove H/V può fornire maggiori indicazioni nell'ubicazione del bedrock sismico.

A 160m di profondità il bed-rock sismico non sembra essere stato raggiunto. Si è scelto di posizionarlo comunque a questa profondità. Si è visto che modificando di diverse decine di metri tale profondità non si hanno modifiche significative nell'output finale della RSL.

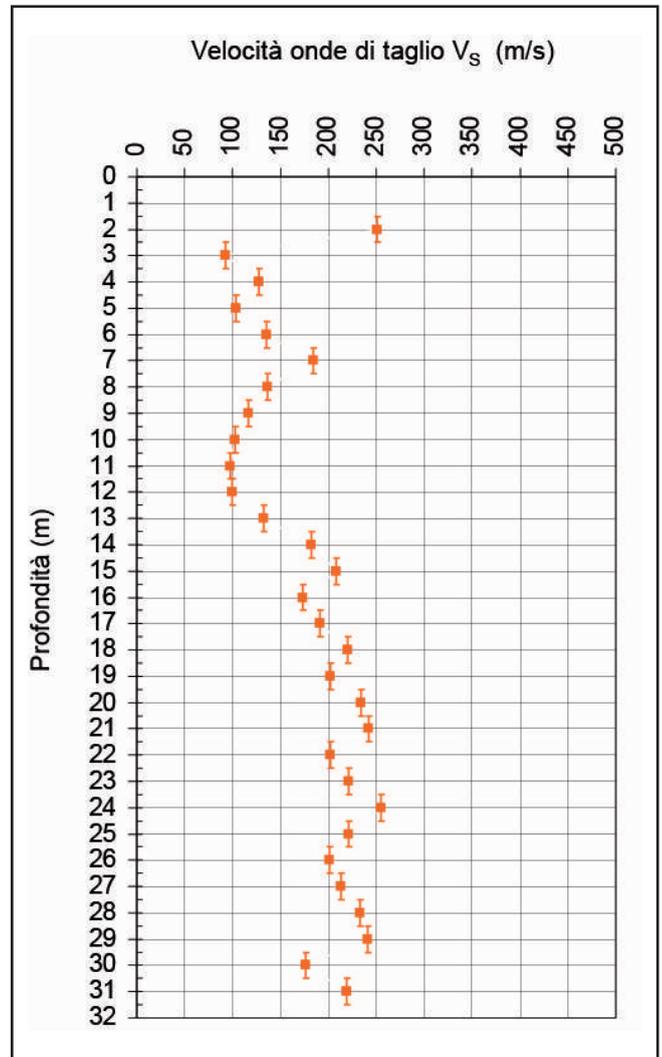


FIGURA 6 - Profilo di Vs per i primi 31m, ricavato dalla SCPTU

Da	0m	a	-2m	sabbie
Da	-2m	a	-6m	argille
Da	-6m	a	-13m	argille organiche
Da	-13m	a	-16m	argille
Da	-16m	a	-21m	sabbie
Da	-21m	a	-31m	argille
Da	-31m	a	-48m	argille
Da	-48m	a	-55m	argille
Da	-55m	a	-76m	sabbie
Da	-76m	a	-106m	argille
Da	-106m	a	-151m	argille
Da	-151m	a	-160m	sabbie

TABELLA 2 – Modello stratigrafico profondo

Il profilo di Vs adottato per i primi 31m è quello ricavato dalla prova SCPTU (FIGURA 6), in quanto più preciso ed affidabile (SCPTU=prova Down Hole). Il modello stratigrafico profondo assunto è rappresentato schematicamente in TABELLA 2.

I primi 32m di sedimenti sono stati caratterizzati attraverso prove di colonna risonante eseguite su campioni indisturbati. Gli altri strati che compongono la sequenza litostratigrafica-sismica fino al bedrock sismico vengono associati a curve bibliografiche di decadimento del modulo di taglio alle basse deformazioni espresso come

rapporto G/Go. In FIGURA 7 sono riportate le curve utilizzate per G/Go e per lo smorzamento D. Si è fatto ricorso anche a curve bibliografiche di Idriss (1990) e a curve ricavate per terreni di San Carlo e Mirabello dall'UNIFI (S10C2 e M1C2) in studi effettuati nel 2012.

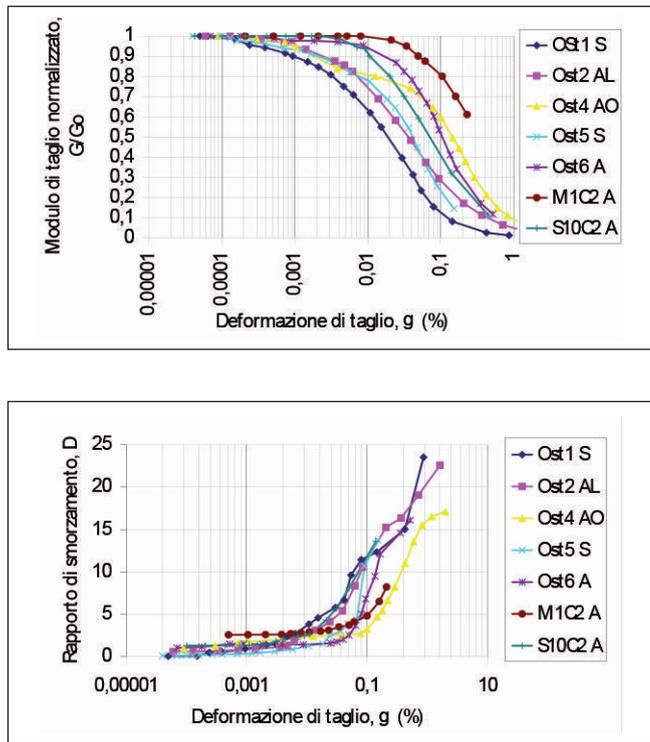


FIGURA 7 - Curve di decadimento espresse come rapporto G/Go e curve dello smorzamento D (%), entrambe in funzione dello sforzo di taglio applicato

Il modello geotecnico e sismico ricostruito pazientemente, va poi inserito per esempio nel software Strata, compilando gli appositi campi (FIGURA 8). Nel caso in esame è stato adottato il modello lineare equivalente (EQL).

General Settings					
Soil Types					
Name	Unit Weight (kN/m ³)	G/G_max Model	Damping Model	No	
1	19,00	Ost 1 Dosso SL	Ost 1 Dosso SL		
2	18,30	Ost 2 Dosso AL	Ost 2 Dosso AL		
3	16,00	Ost 4 Dosso AOT	Ost 4 Dosso AOT		
4	18,50	M1C2	M1C2		
5	19,60	Ost 5 Dosso SL	Ost 5 Dosso SL		
6	19,60	Ost 6 Dosso A	Ost 6 Dosso A		
7	19,80	Ost 6 Dosso A	Ost 6 Dosso A		
8	19,80	Ost 6 Dosso A	Ost 6 Dosso A		
9	19,80	Ost6 Dosso A	Ost6 Dosso A		
10	20,00	S10C2	S10C2		
11	19,80	Idriss (1990), Clay	Idriss (1990), Clay		
12	20,00	Idriss (1990), Clay	Idriss (1990), Clay		
13	21,00	Idriss (1990), Sand	Idriss (1990), Sand		
14	21,00	Idriss (1990), Clay	Idriss (1990), Clay		

FIGURA 8a - Schermata di Input del software Strata con assegnati per ogni strato pseudomogeneo in a) i pesi di volume e le curve associate, in b) lo spessore, le curve ed i pesi di volume richiamati alla schermata precedente, e le Vs

General Settings				Soil Types				Soil Profile				Motion(s)			
Site Profile															
	Depth (m)	Thickness (m)	Soil Type	Vs (m/s)											
1	0.00	2.00	1	250.00											
2	2.00	4.00	2	115.00											
3	6.00	7.00	3	124.00											
4	13.00	3.00	4	188.00											
5	16.00	5.00	5	218.00											
6	21.00	4.00	6	225.00											
7	25.00	6.00	7	214.00											
8	31.00	17.00	8	305.00											
9	48.00	7.00	9	370.00											
10	55.00	21.00	10	400.00											
11	76.00	30.00	11	390.00											
12	106.00	45.00	12	502.00											
13	151.00	6.00	13	605.00											
14	157.00	3.00	14	605.00											
15	160.00	Half-Space	Bedrock	800.00											

FIGURA 8b

Nella Variante Urbanistica per la ricostruzione e parziale delocalizzazione dello stabilimento danneggiato dal sisma, si ricorre alla definizione del moto sismico attraverso la terna di accelerogrammi forniti dalla Regione Emilia Romagna già scalati per il comune di Sant'Agostino (FIGURA 9). In questo caso si opera all'interno di un piano urbanistico e si ricorre alle terne fornite dalla Regione Emilia Romagna, ma se si opera per un progetto esecutivo si deve ricorrere all'estrazione di sette accelerogrammi spettrocompatibili dalle note banche dati, e lavorare sui valori medi, che, spesso in queste zone, è risultato meno penalizzante del valore più gravoso ricavato dalla terna regionale.

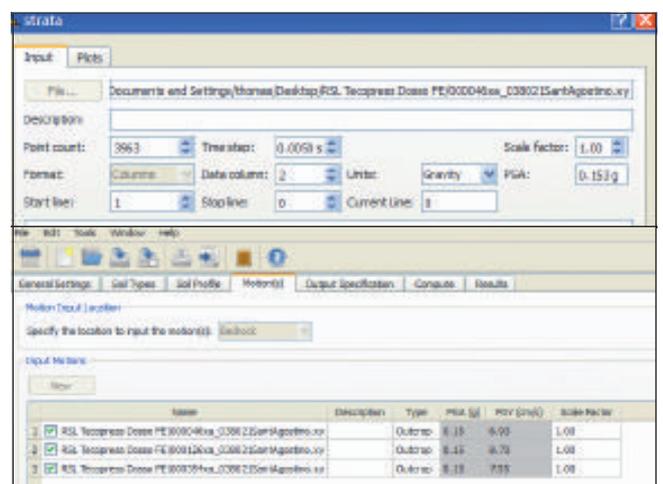


FIGURA 9 - Schermate di input per il richiamo degli accelerogrammi che definiscono il moto sismico

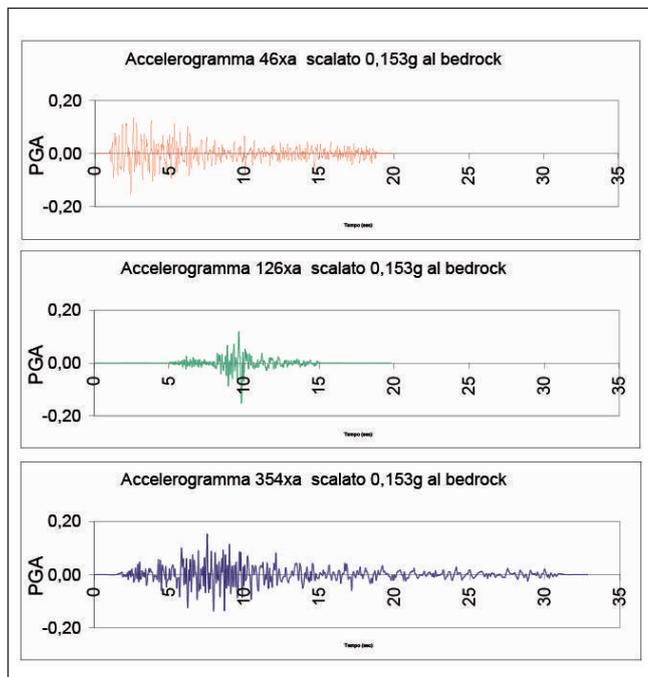


FIGURA 10 – rappresentazione grafica degli accelerogrammi

In FIGURA 10 si riportano gli accelerogrammi utilizzati che rappresentano i moti sismici compatibili con la zona sismogenetica, generati al bedrock sismico ($V_s > 800$ m/s) sia in condizioni vicine che lontane, sia in condizioni superficiali che profonde.

La funzione di amplificazione bedrock-superficie di un sito fornisce una chiara ed efficace rappresentazione dell'effetto "filtrante" di un deposito di terreno sulle onde sismiche. Essa mette in evidenza in quale campo di frequenze la presenza del terreno può indurre effetti significativi di amplificazione del moto sismico incidente o, viceversa, se tali effetti possano tradursi in un'attenuazione delle ampiezze in superficie. L'obiettivo finale di una modellazione numerica di risposta sismica locale ai fini progettuali è comunque fornire uno spettro di risposta, ossia l'involuppo dei valori massimi di accelerazione (o velocità o spostamento) attesi su un oscillatore armonico semplice (modello ideale di edificio) in funzione del suo periodo proprio e del suo smorzamento. Si riporta in FIGURA 11, lo schema del processo fin qui descritto: a) accelerogramma del moto del suolo (terremoto) al bedrock, b) spettro di Fourier del moto di input al bedrock, c) funzione di amplificazione bedrock-superficie; d) spettro di Fourier del terremoto in superficie, e) accelerogramma del moto del suolo in superficie. Il passaggio da a), b) a d) ed e) è naturalmente possibile solo previa conoscenza del modello del terreno.

In FIGURA 12 è riportata la funzione di trasferimento bedrock-superficie ricavata dalla modellazione numerica per i 3 accelerogrammi forniti dalla regione.

Alla Ditta Team-Geofisica è stata commissionata anche una misura dei rapporti spettrali H/V, per ottenere la curva della funzione di trasferimento e poterla confrontare con quella ottenuta dalla modellazione numerica. Il risultato è riportato in FIGURA 13.

La frequenza di risonanza tipica dei terreni investigati ricavato dal rapporto H/V è $F_0 = 1,2$ Hz; con la RSL si era

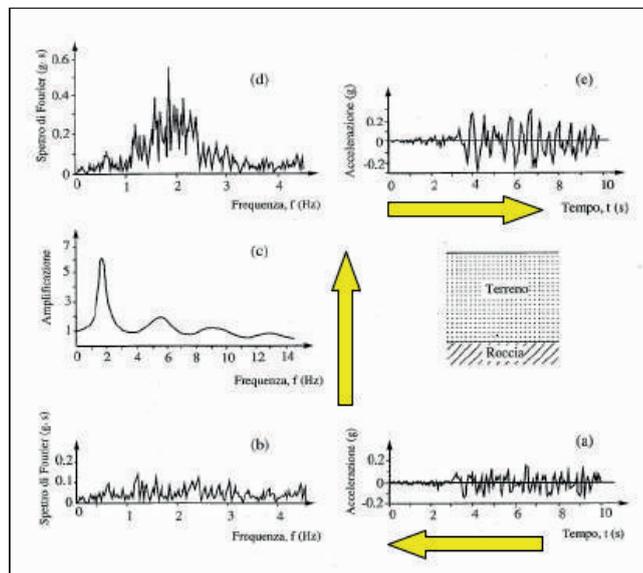


FIGURA 11 – Schema della procedura della valutazione della RSL (lo spettro di Fourier dell'accelerogramma al bedrock moltiplicato per la funzione di trasferimento porterà allo spettro di Fourier dell'accelerogramma in superficie) – LANZO G., SILVESTRI F., (1999)

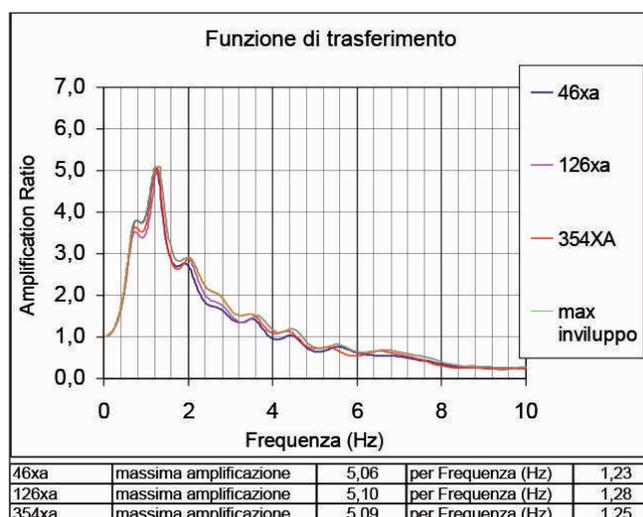


FIGURA 12 – Funzione di trasferimento ricavata con la RSL

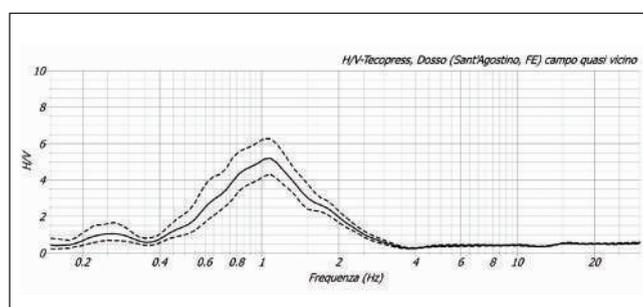


FIGURA 13 – Funzione di trasferimento ricavata dalle misure dirette H/V

ottenuto un valore molto simile (variabile da 1,23 Hz a 1,28Hz). Questa differenza potrebbe essere ricondotta al fatto che il bedrock sismico posizionato nel modello a 160m, in verità è più basso, e dunque la frequenza

misurata con la prova H/V è leggermente più bassa. Ricordando che la prassi dovrebbe essere di usare la prova H/V come vincolo per le modellazioni numeriche, anziché verificarne a posteriori la congruenza in termini di frequenze di picco con la funzione di trasferimento ottenuta per via numerica, in questo caso si è deciso di procedere in senso opposto, validando il modello con le risultanze sperimentali solo a posteriori.

Nel caso in esame aveva una certa importanza capire il comportamento dello strato sabbioso saturo presente tra 15m e 21m di profondità, in merito al rischio di liquefazione delle sabbie (FIGURA 2).

Si riporta in FIGURA 14 il profilo della PGA ottenuto dall'analisi di RSL dove si può apprezzare come negli ultimi 30m si abbia la prevalenza netta dei fenomeni di amplificazione rispetto a quelli di smorzamento, che fino ad allora si sono equivalsi. Elaborato fondamentale richiesto dagli strutturisti è lo spettro di risposta, che viene calcolato per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente pari al 5%. In verità lo spettro può essere calcolato per qualsiasi smorzamento. Lo strutturista riceverà anche il file con le colonne del periodo T (s), i valori di accelerazione massima spettrale per ogni terremoto di input, la media per i diversi terremoti di input usati e l'involuppo dei massimi ottenuti per ciascun periodo dai diversi terremoti impiegati nell'analisi.

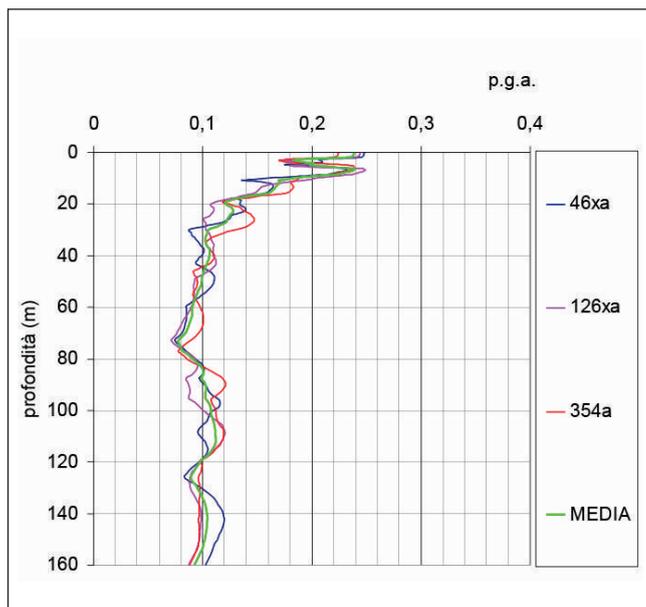


FIGURA 14 – Profilo della PGA con la profondità e calcolo del fattore di amplificazione in superficie

		F.A.	
P.G.A. bedrock		0,154	
P.G.A. superficie	46xa	0,248	1,61
P.G.A. superficie	126xa	0,244	1,59
P.G.A. superficie	354xa	0,225	1,46
P.G.A. superficie	Strata Media	0,239	1,55

FIGURA 14b

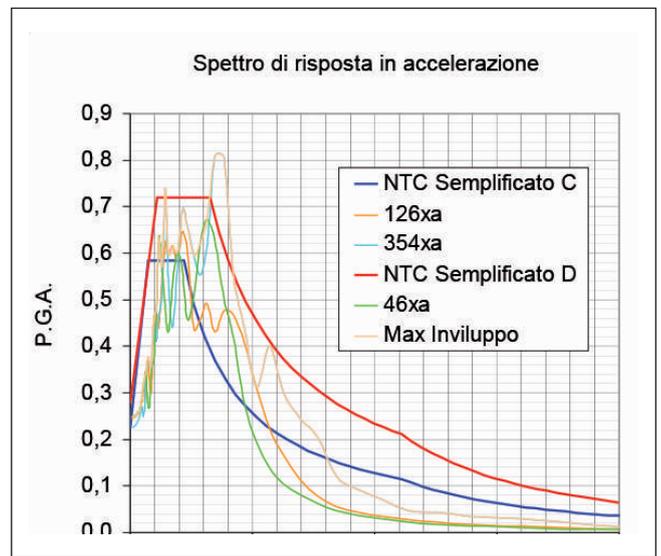


FIGURA 15 – Rappresentazione grafica degli spettri di risposta elastici con smorzamento $\xi=5\%$

Sceglierà poi lo strutturista quale utilizzare. In genere viene fornita l'analisi per lo SLV, ma anche per SLD, in particolare se si tratta di capannoni.

E' competenza dello strutturista risalire al periodo proprio della struttura, allo smorzamento della struttura e modificare lo spettro in funzione del fattore di struttura q. Le formule suggerite nelle NTC 2008 per stimare il periodo T della struttura solo in funzione dell'altezza e del materiale in cui è costruita possono portare a macroscopici errori, specialmente per i capannoni.

Decisamente meglio – quando possibile in presenza di edifici esistenti -misurare i modi di vibrare delle strutture con tecniche moderne passive.

In FIGURA 15 si riporta lo spettro di risposta per SLV ed i relativi spettri semplificati per suolo D e per suolo C. Nel caso in esempio si era ottenuto attraverso il parametro della Vs30 un suolo D.

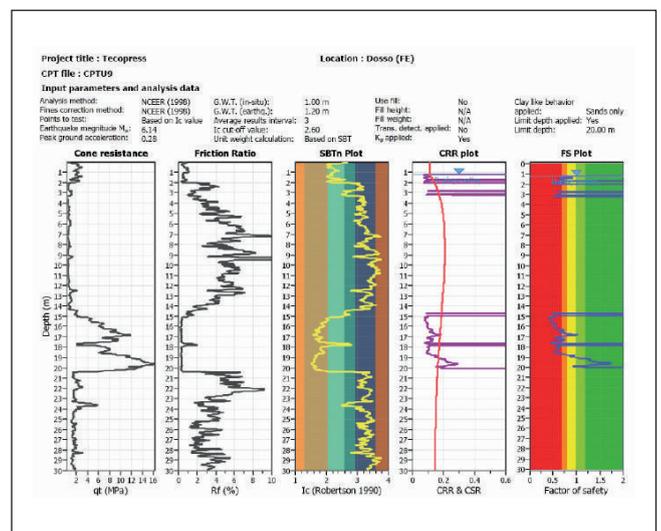


FIGURA 16 – Analisi della liquefazione delle sabbie con metodo NCEER (1998)- anche l'analisi granulometrica di tutti i livelli sabbiosi incontrati in questa indagine evidenziano la predisposizione alla liquefacibilità (caratteri predisponenti), se sottoposti a sufficienti energie sismiche (cause scatenanti)

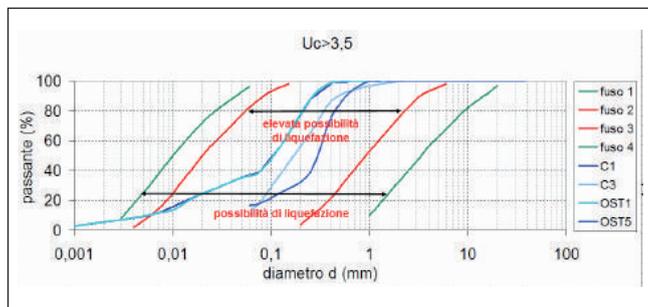


FIGURA 17 – I campioni di sabbia prelevati rientrano nei fusi con elevata possibilità di liquefazione

Per il sito allo studio, applicando in via preliminare le accelerazioni amplificate per una categoria di suolo D ($M=6,14$ e $a_g=0,28g$) si era riscontrato che il deposito sabbioso compreso tra 15m e 20m era suscettibile di liquefazione, facendo ricadere il sito nella categoria speciale S2, come visibile in FIGURA 16. Tutti i campioni di sabbia incontrati nei primi venti metri hanno una curva granulometrica che rientra nei fusi ad elevata possibilità di liquefazione, come visibile in FIGURA 17. L'importanza di comprendere il comportamento di questo strato nasce dal fatto che tutto lo stabilimento pre-esistente al sisma era costruito su pali qui attestati.

Scegliendo il profilo di accelerazione dell'accelerogramma più gravoso tra i tre riportati in FIGURA 14, si calcola la CSR da analisi di risposta sismica locale con la formula:

$$CSR_{7,5} = \left(0,65 \frac{A_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) / MSF$$

Si sceglie il fattore di correzione $MSF=1,28$ (Seed e Idriss, 1982), derivato dalla magnitudo 6,14, assunta per queste analisi.

Il termine rd , ovviamente non entra più nella formula, in quanto la variazione della PGA con la profondità è già insita nella curva del profilo di accelerazione ricavata dalla RSL (avendo già tenuto conto degli effetti di amplificazione e di smorzamento di ogni strato).

In FIGURA 18 si propone il grafico CRR (Cyclic Resistance Ratio) -CSR (Cyclic Stress Ratio), dove si può vedere ancora che lo strato sabbioso su cui sono sempre stati appoggiati i pali di fondazione dello stabilimento crollato, sono a rischio di liquefazione, in quanto il deposito risulta avere una resistenza inferiore al taglio indotto dal sisma.

Anche in questo caso lo strato sabbioso risulta esposto al rischio di liquefazione, per cui nella progettazione dei pali occorrerà tenerne debito conto.

Si fa presente che fino al 2007, prima che fosse emanato l'Atto di Indirizzo 112/2007, le valutazioni sulla liquefacibilità di uno strato sabbioso venivano estese fino a 15m dal p.c., in quanto era riconosciuta come profondità massima a cui aspettarsi liquefazione (oltre il carico litostatico efficace è tale da non consentire alle sovrappressioni interstiziali di liquefare il deposito sabbioso). Poi si è introdotto diffusamente il concetto dell'indice del potenziale di liquefazione, nella cui funzione di calcolo

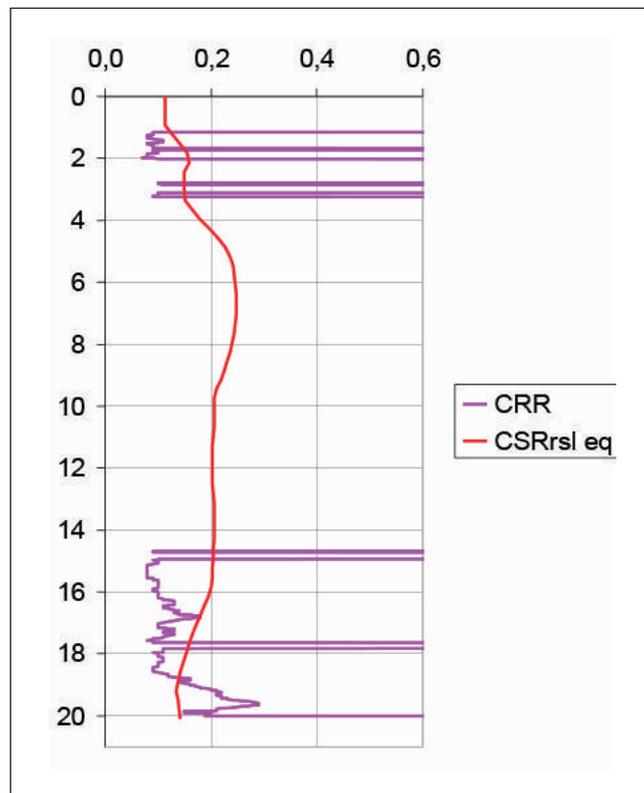


FIGURA 18 – Diagramma delle curve di CSR e CRR (CSR=sforzo di taglio indotto dal terremoto e CRR=resistenza al taglio ciclica del terreno) da cui si evince che lo strato sabbioso, il cui tetto è a circa 15m di profondità è liquefacibile -la CSR è stata calcolata con i valori di PGA ottenuti da RSL per ogni profondità.

$F(z)$ interviene il valore del fattore di sicurezza alla liquefazione FSL, stimato tra 0m e 20m di profondità. Recenti studi hanno evidenziato che per terremoti di magnitudo "usuale" la profondità "critica" per la liquefazione può essere assunta a 10m dal p.c. (Ozocak e Sert, 2010).

Da tutto ciò emergerebbe che spetta al progettista scegliere, o meglio, imporre la profondità a cui spingere le valutazioni sulla liquefacibilità dei terreni sabbiosi. Ma chi ha la confidenza per farlo? Probabilmente si continuerà ancora per molto a considerare i venti metri come profondità su cui calcolare l'IPL, come riportato nell'Atto di Indirizzo 112/2007 della RER, con le ricadute che sono emerse nel caso di studio riportato in questa esperienza.

2.1. Conclusioni

In questo scritto si è voluto portare testimonianza di come un semplice "utilizzatore" di queste teorie della geotecnica sismica e aggiungerei della geofisica applicata, possa, facendo atto di fede, esprimerle nella pratica quotidiana della libera professione. E' ovvio che deve rimanere la consapevolezza che si tratta di esercizi sostanzialmente di tipo accademico, con cui i ricercatori hanno provato e stanno provando a descrivere attraverso modelli matematici, un fenomeno così complesso come la propagazione del moto sismico dal bed rock fino alla superficie, dove vi è l'interazione con le strutture antropiche. Il compito dei ricercatori è diffici-

le ed arduo, già gli eventi sismici del maggio 2012 hanno stravolto tutte le previsioni adottate nelle normative vigenti, evidenziando per esempio entità delle componenti verticali del moto sismico di gran lunga maggiori. Per chi esercita la professione, non essendo dunque ricercatore nelle diverse discipline specialistiche interessate, non resta che provare ad applicare questi metodi cercando comunque sempre di validarli e confrontarli per ottenere quantomeno risultati verosimili. Più si farà esperienza e più ci sarà confronto e meglio saranno i risultati che si otterranno.

In merito alla Risposta Sismica Locale vien comunque da dire che le NTC la impongono anche quando sono presenti sabbie liquefacibili. La RSL definisce forse meglio le azioni sismiche che potenzialmente e secondo logiche statistiche (un po' pilotate) possono agire sul deposito sabbioso, ma non aggiungono nulla alla soluzione del problema della liquefazione, per la quale siamo proprio agli albori nella progettazione e nella realizzazione dei metodi per contrastarla. A volte si ha l'impressione che, erroneamente, l'analisi della RSL sia la soluzione alla liquefazione.

Il rischio della liquefazione delle sabbie è tutta un'altra cosa; se ben si guarda, pare un problema così esteso a livello regionale (i numerosi paesi posizionati su paleo alvei olocenici, tutta la costa romagnola, ecc.) che è difficile pensare che la nostra società possa avere disponibilità economiche per contrastarlo in modo preventivo e sistematico, specialmente nei tessuti urbani consolidati. Per la maggior parte di noi questo è un periodo di rodaggio, con tutte le difficoltà che implica. Un sentito ringraziamento però va agli organizzatori di iniziative come quelle di maggio 2013 (Corso di geotecnica sismica AGI RER), tra l'altro ripetuta quest'autunno, dove la miglior espressione del mondo accademico italiano si è prodigato con il mondo professionale per un buon esempio di collaborazione reciproca, all'insegna dell'innovazione. Un altro sentito ringraziamento va anche a quei professori e ricercatori che abitualmente, oltre a dedicare il loro tempo alla didattica ed alla ricerca, si prodigano alla diffusione del loro sapere tra i professionisti accogliendoli come interlocutori quotidiani nello scambio di esperienze.

3. CPTm-CPTu: considerazioni sulla valutazione del rischio di liquefazione indotta da sisma, sui terreni della bassa pianura padana.

Coautore Massimo Romagnoli, Geologo, responsabile laboratorio geotecnico

In anni relativamente recenti, dopo l'emanazione dell'Eurocodice 8, ed i suoi recepimenti nazionali e regionali come l'OPCM 3274, le NTC 2005, le NTC 2008 e gli "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", viene prescritta, a complemento della progettazione di nuove opere, o del loro adeguamento, anche una valutazione del rischio di liquefazione dei terreni su cui insistono le stesse opere.

La possibilità di insorgenza di fenomeni di liquefazione è guidata dalla presenza contemporanea dei seguenti fattori scatenanti e predisponenti:

- Presenza di falda entro i primi 15 metri di terreno;
- Terremoti di magnitudo > 5.0;
- Accelerazione del suolo > 0.1 g;
- Presenza di terreni sabbioso limosi con determinate caratteristiche granulometriche.

Considerando che sul territorio della regione i primi tre fattori sono quasi sempre presenti nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo, la discriminante principale è la presenza o meno di depositi sabbiosi con idonee caratteristiche granulometriche e di addensamento. L'individuazione e la valutazione di detti depositi sabbiosi può essere svolta sia con l'esecuzione di sondaggi geognostici, che con l'esecuzione di prove penetrometriche. La questione centrale della valutazione del rischio di liquefazione è il passaggio da una stima qualitativa sulla possibilità di insorgenza della liquefazione, ad una sua definizione quantitativa.

Lo strumento attualmente più utilizzato per la valutazione quantitativa del rischio connesso con la manifestazione di fenomeni di liquefazione, è l'Indice del Potenziale di Liquefazione "LPI" proposto da Iwasaki (1978). L'indice assume che l'entità della liquefazione sia proporzionale ai seguenti fattori:

1. spessore dello strato liquefacibile;
2. prossimità dello strato liquefacibile alla superficie;
3. carenza dall'unità del fattore di sicurezza (FS), dove FS è il rapporto tra la resistenza alla liquefazione del terreno indagato (CRR) rispetto alla tensione deformativa imposta dal sisma di progetto (CSR).

E' calcolato con la seguente relazione:

$$LPI = \int_0^{20m} F w(z) dz$$

Dove:

F = 1 - FS per FS ≤ 1, e

F = 0 per FS > 1, e

w(z) = 10 - 0.5 z, dove z è la profondità in metri.

I valori di LPI possono variare da 0 per un sito privo di rischio di liquefazione, a 100 per un sito in cui il fattore di sicurezza è zero per tutti i 20 metri di spessore presi in esame.

La determinazione del rischio alla liquefazione è quindi legata alla determinazione del Fattore di Sicurezza, cioè del rapporto:

FS liq = CRR/CSR*MSF

Dove:

CRR = Cyclic Resistance Ratio (Rapporto di Resistenza Ciclica), ovvero la grandezza che definisce la resistenza dell'elemento di terreno esaminato, a resistere alla sollecitazione sismica che tende ad innescare la liquefazione.
 CSR = Cyclic Stress Ratio (Rapporto di Sforzo Ciclico), ovvero la grandezza che definisce lo sforzo deformativo sismico applicato all'elemento di terreno esaminato, e che tende ad innescare la liquefazione.

MSF = Magnitudo Scaling Factor (Fattore di Scala della Magnitudo), fattore riduttivo del CSR, che normalizza la sollecitazione sismica a terremoti di magnitudo 7.5, per i quali originariamente, sono stati messi a punto i sistemi di stima del fattore di sicurezza alla liquefazione da Seed e Idriss (1982).

Tralasciando le valutazioni su CSR ed MSF, che per lo più sono legate ad indicazioni già contenute nelle normative tecniche di riferimento, l'interpretazione delle prove in sito è volta alla determinazione del CRR.

Il metodo più diretto per determinare il CRR è quello di prelevare e testare in laboratorio dei campioni indisturbati di terreno. Questa metodologia però presenta diversi svantaggi, dovuti soprattutto all'alto costo necessario per il prelievo di campioni indisturbati nei materiali non coesivi (che sono proprio quelli soggetti a liquefazione), alla relativa imprecisione nel ricostituire il provino in laboratorio e riprodurre correttamente gli stati tensionali presenti in sito quando si utilizzano campioni rimaneggiati, ed alla inevitabile discontinuità del dato di laboratorio. La strada della valutazione del CRR utilizzando i dati di laboratorio è quindi poco praticabile, se non per progetti di particolare importanza (R.B. Seed et al 2003).

Le metodiche di valutazione del CRR da prove in sito sono di maggiore applicabilità, e presentano l'indiscutibile vantaggio di potere avere una stima continua o quasi continua della verticale indagata, da 20 metri di profondità a piano campagna. Tra le più utilizzate nel nostro territorio ci sono quelle ricavate da prove SPT, da prove CPT e da valutazioni basate sulla Vs.

La TABELLA 3, ripresa da Youd e Idriss (1996), ne confronta le caratteristiche.

CARATTERISTICA	TIPO PROVA		
	SPT	CPT	VS
DATI STORICI	Abbondanti	Abbondanti	Limitate (1996)
CONDIZIONI TENSO-DEFORMATIVE	Parzialmente drenato con grandi deformazioni	Drenato con grandi deformazioni	Piccole deformazioni
QUALITÀ, PRECISIONE E RIPETIBILITÀ	Da scarsa a buona	Molto Buona	Buona
SENSIBILITÀ ALLA VARIABILITÀ LITOLOGICA	Buona per prove ravvicinate (comunque > 50 cm)	Molto Buona	Discreta
LIMITAZIONI LITOLOGICHE	Terreni medio fini (non ghiaiosi)	Terreni medio fini (non ghiaiosi)	Tutti
POSSIBILITÀ DI PRELIEVO CAMPIONI	Sì	No	No

TABELLA 3 – Confronto tra le prove in sito per la valutazione del potenziale di liquefazione

I terreni della bassa e media pianura sono particolarmente adatti ad essere indagati con la prova CPT, ed infatti questa, per la sua velocità di esecuzione, la sua economicità ed affidabilità, è la prova maggiormente impiegata nella progettazione geotecnica.

La prova CPT ha il grande vantaggio di fornire un profilo del terreno attraversato pressoché continuo, con passo di misura che può variare da 1 a 20 cm. I dati misurati nella prova CPT sono molto più affidabili e ripetibili rispetto alle alte metodologie di indagine.

La capacità di definizione e caratterizzazione stratigrafica della prova CPT quindi, la rende anche particolarmente indicata ed efficace per la realizzazione di profili di resistenza alla liquefazione dei terreni attraversati. Molti autori hanno proposto correlazioni per la stima del CRR da prove CPT, sia trasformando le resistenze della CPT (q_c) in equivalente N SPT, sia utilizzando direttamente i parametri della penetrometria statica. Quest'ultima opzione è stata particolarmente sviluppata negli ultimi anni, partendo dal lavoro di Robertson e Wride (1997). La valutazione della resistenza alla liquefazione si basa sul calcolo del "soil behaviour type index" I_c , che è funzione della resistenza alla punta q_c e dell'attrito laterale f_s .

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5}$$

$$\text{Dove: } Q = [(q_c - \sigma_{v0}) / P_a] [(P_a / \sigma'_{v0})^n]$$

$$\text{e } F = [f_s / (q_c - \sigma_{v0})] \times 100\%$$

In mancanza della possibilità di osservare direttamente la granulometria dei terreni attraversati, la percentuale di terreni fini viene stimata attraverso la correzione della resistenza alla punta con il coefficiente K_c . Detto coefficiente viene calcolato in funzione del Soil Behaviour Type Index.

Il diagramma di flusso riportato in FIGURA 19, mostra la procedura completa per la valutazione del CRR, in cui si vede come i fattori che influenzano questa grandezza

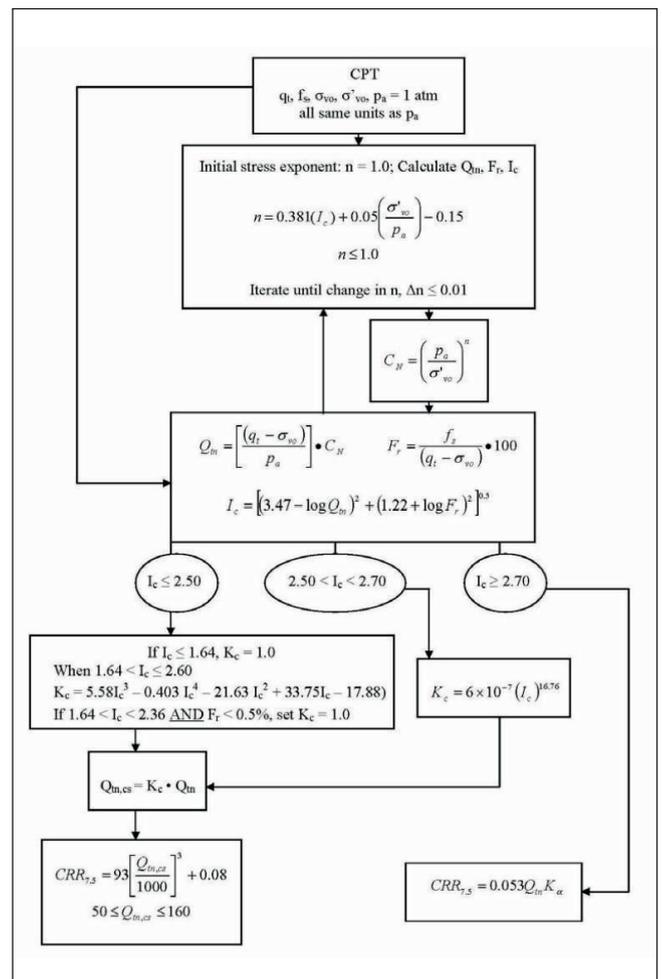


FIGURA 19 – Diagramma di flusso per il calcolo del CRR7.5 (P. K. Robertson e K.L. Cabal - 2012)

sono la qc, la fs, gli stati tensionali nel terreno ed in misura minore ed indiretta la U. Il particolare l'attrito laterale viene utilizzato per la indicizzazione del tipo di terreno lc, che ne definisce la litologia o, più correttamente, il comportamento (SBT). È infatti ormai accertato, che la presenza di materiali fini (limi e argille) inibisce lo sviluppo delle sovrappressioni interstiziali che, durante il sisma, possono portare a liquefazione i terreni. Fondamentale quindi, nello sviluppo della valutazione della resistenza ciclica dei terreni proposta da Robertson, è anche la determinazione del cosiddetto attrito laterale, che nella prova penetrometrica statica è, in rapporto alla resistenza alla punta, direttamente proporzionale alla coesione dei terreni incontrati, cioè alla loro contenuto in fini. Come si può notare dalle grandezze indicate nel suddetto diagramma di flusso, questo è stato realizzato, calibrato e messo a punto, utilizzando dati ricavati da prove eseguite con piezocono, o quantomeno con punta elettrica.

L'applicazione del procedimento di Robertson a dati ricavati eseguendo prove con punta meccanica, porta, a meno di introdurre appositi correttivi nel calcolo, a stime di presenza di materiali fini eccessivamente alte, e conseguentemente a sottostimare la suscettibilità a liquefazione dei terreni incontrati.

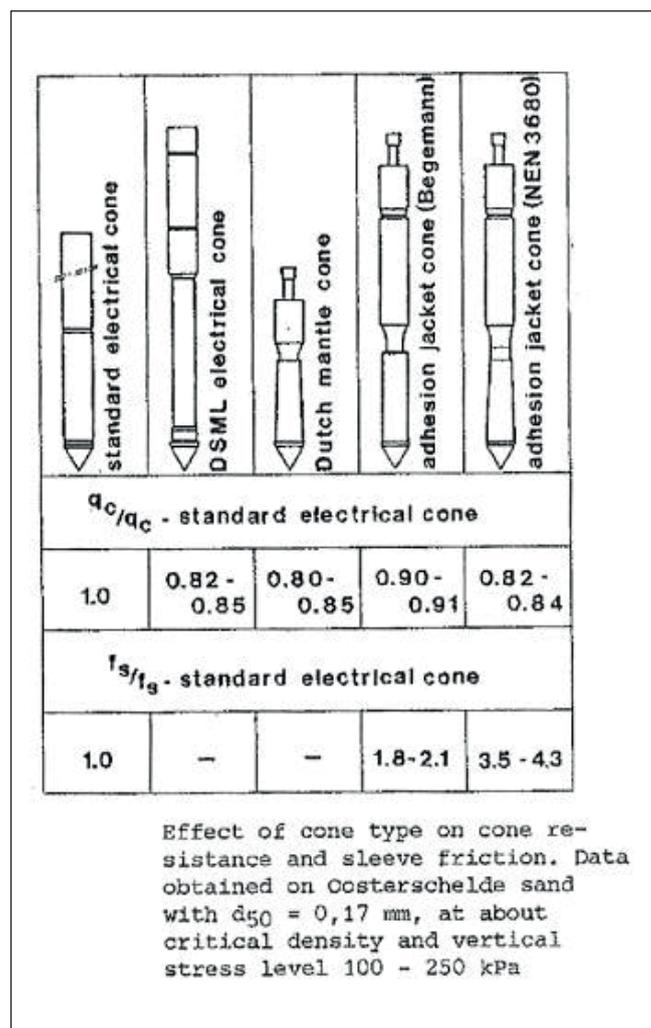


FIGURA 20 – Rapporti di resistenza tra vari tipo di punte CPT (Smits F.P. - 1982)

L'illustrazione riportata in FIGURA 20 indica come sia alta la variabilità del rapporto tra attrito laterale della punta elettrica rispetto a quella meccanica, anche in considerazione delle differenti tipologie geometriche presenti in commercio di quest'ultima.

In questo lavoro si vuole evidenziare quantitativamente l'errore a cui si può andare incontro utilizzando dati di input da CPT a punta meccanica in procedure di calcolo che valutano il rischio della liquefazione da dati di CPTU. Sono state confrontate sette coppie di prove penetrometriche statiche, costituite ognuna da una penetrometria a punta meccanica e da una penetrometria a punta elettrica con piezocono.

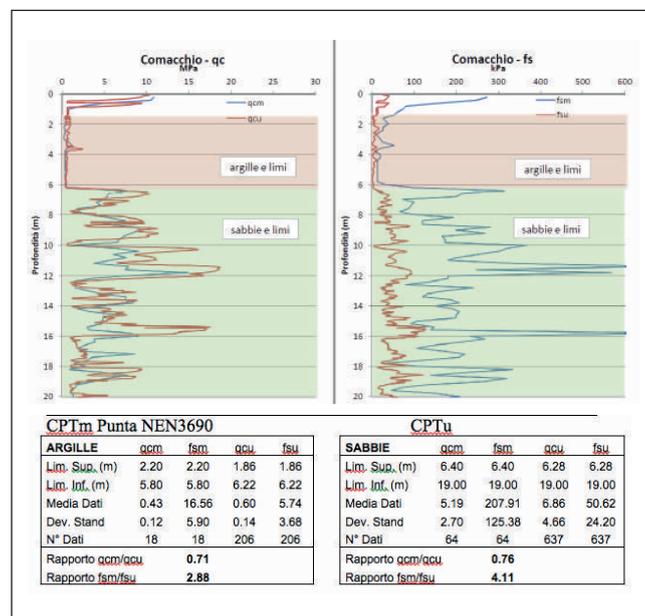
Le coppie di penetrometrie sono state eseguite a distanza di pochi metri l'una dall'altra (< 10 metri), quindi molto prossime, e tali da considerare non significative le possibili variazioni litologiche laterali.

Si tratta di 7 cantieri distribuiti in varie zone del ferrarese riportati di seguito come casi da 1 a 7, di cui due in area di cratere per il sisma del 20 maggio 2012, dove si è verificato diffusamente il fenomeno della liquefazione (caso 6 e caso 7).

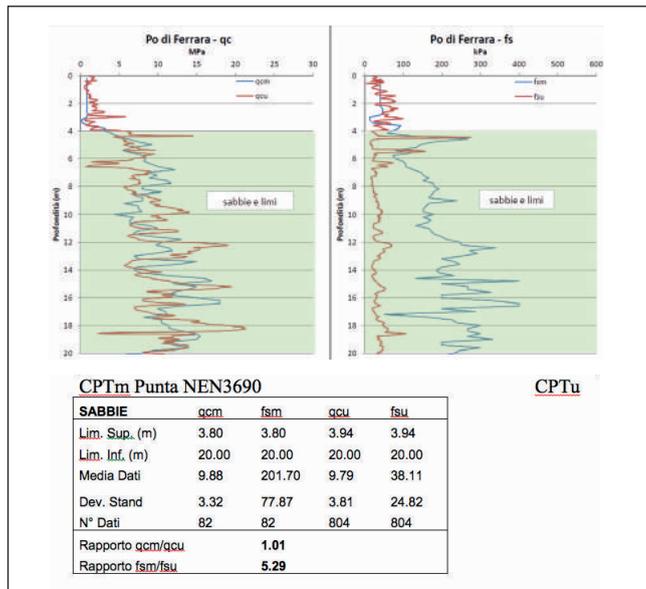
Le coppie di prove sono state messe a confronto sia nei valori di qc che nei valori di fs. Dove qcm e fsm sono la resistenza alla punta e la resistenza all'attrito laterale misurati con la punta meccanica, e qcu e fsu sono la resistenza alla punta e la resistenza all'attrito laterale misurati con la punta elettrica.

Si sono poi eseguite le analisi sul rischio alla liquefazione utilizzando un software commerciale che applica la procedura di Robertson, ed è stato calcolato per ogni caso (CPT e CPTU) il valore dell'indice di potenziale di liquefazione. Per rendere maggiormente confrontabili i risultati, ogni deposito investigato con le coppie di CPT e CPTU è stato sollecitato alle stesse condizioni sismiche, ovvero $M=6,14$, $a_g=0,26g$ e la falda freatica è stata posta a -2 metri dal p.c., a prescindere dalla ubicazione del cantiere.

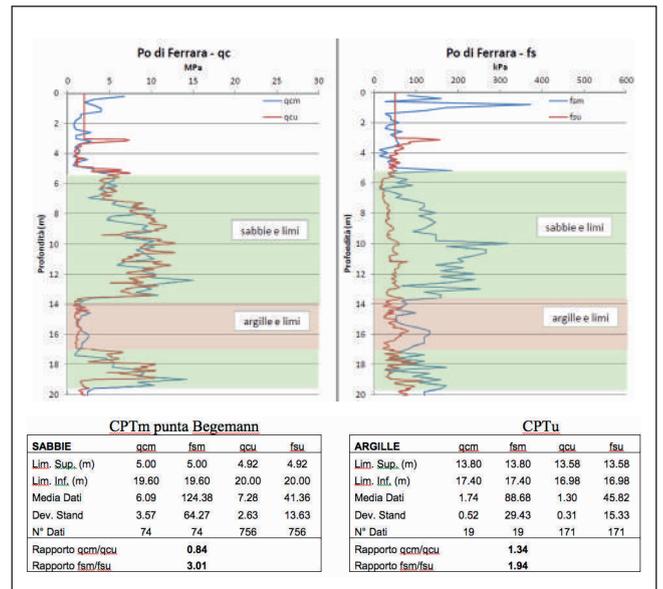
CASO 1 - Sito di Comacchio (FE) – Centro Storico, ambiente vallivo su depositi costieri



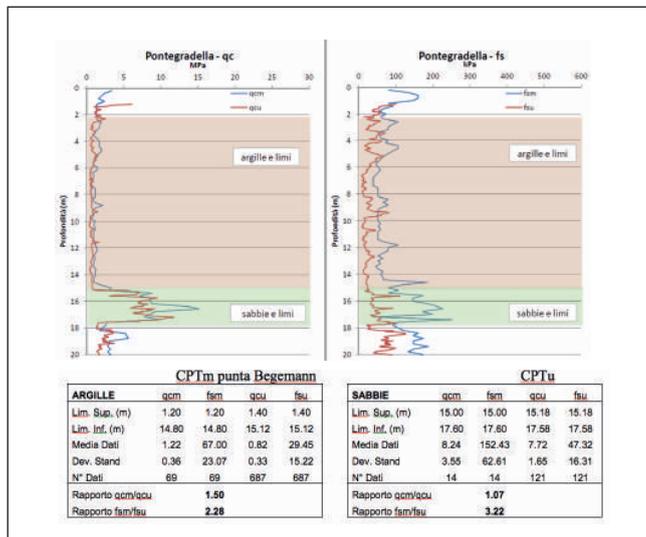
CASO 2 - Ferrara, paleoalveo del Po di Ferrara



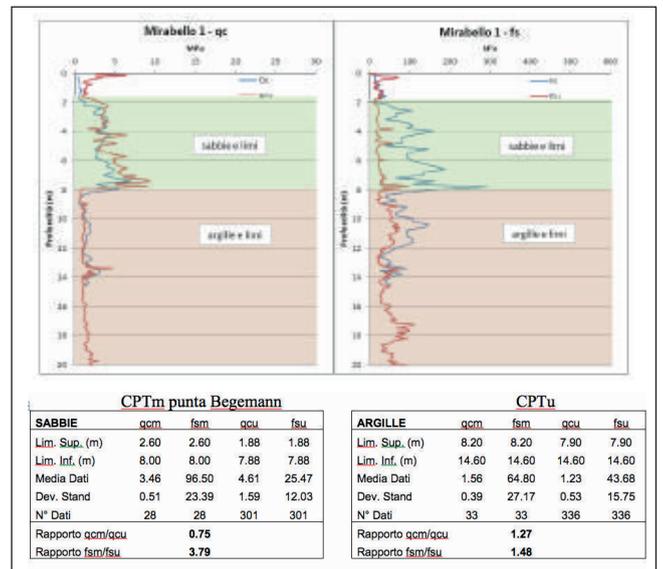
CASO 5 - Ferrara bis Paleolveo Po di Ferrara



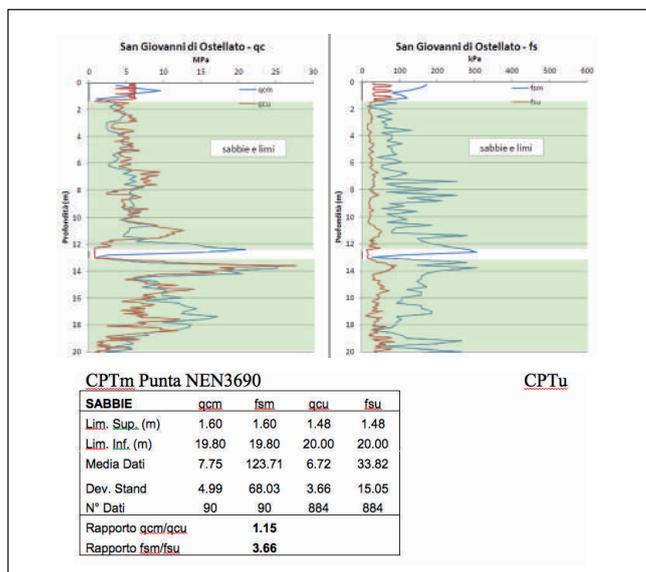
CASO 3 - Ferrara – Pontegradella, piana alluvionale di-stale



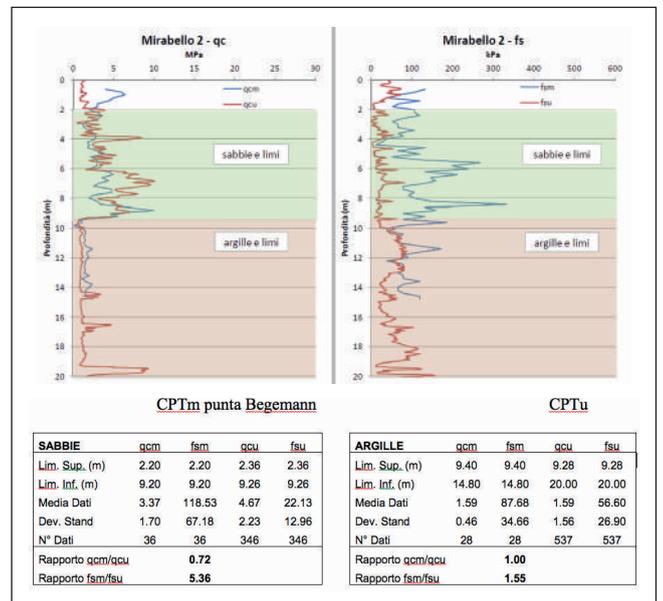
CASO 6 - Mirabello, paleo alveo fiume Reno



CASO 4 - San Giovanni di Ostellato, paleo alveo Padoa-Eridanus



CASO 7 - Mirabello, paleo alveo fiume Reno



3.1 Analisi della liquefazione delle sabbie e comparazione risultati

In TABELLA 4, sono riportati i valori di IPL stimati da CPTm e dal CPTu, secondo il metodo NCEER.

SITO	IPL DA CPT Punta meccanica	IPL DA CPTU Punta elettrica con piezocono
CASO: COMACCHIO CENTRO STORICO	0,00	6,82
CASO 2: FERRARA PALEOALVEO PO DI FERRARA	0,00	7,47
CASO 3: FERRARA PONTEGRADELLA	0,05	1,37
CASO 4: SAN GIOVANNI DI OSTELLATO	0,14	14,67
CASO 5: FERRARA PALEOALVEO PO DI FERRARA	0,71	6,74
CASO 6: MIRABELLO	0,27	13,83
CASO 7: MIRABELLO	0,00	7,00

TABELLA 4 – Confronto tra i valori di IPL ottenuti da punta meccanica CPTm e punta elettrica con piezocono CPTu

In FIGURA 21, 22 e 23, si riportano le sole elaborazioni restituite dal software per il caso Mirabello 6, emblematico, in quanto appartenente a siti ove si è manifestata la liquefazione delle sabbie.

Si osserva che le valutazioni fatte con i dati acquisiti con punta meccanica, senza applicare correzioni, utilizzando il metodo NCEER, non evidenzia la possibilità di tale fenomeno.

Utilizzando come dato di input in questi software commerciali, i valori ottenuti dalla punta elettrica, si perviene a risultati più coerenti con le evidenze purtroppo sperimentate con il sisma del 20 maggio 2012.

CASO 6 - MIRABELLO, CPTm

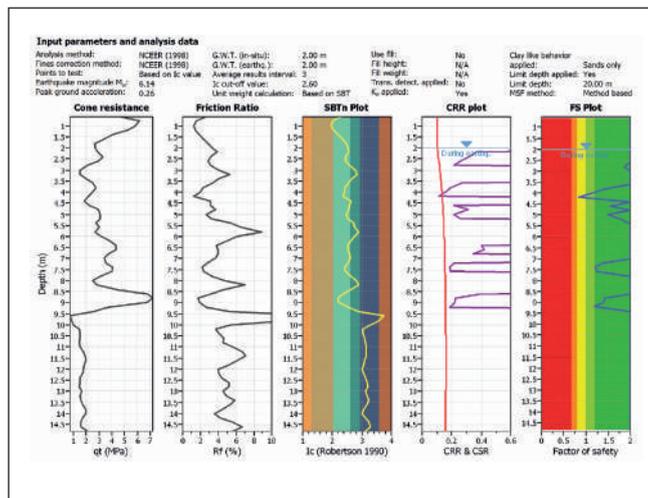


FIGURA 21 – Elaborazione dati acquisiti con prova punta meccanica, IPL=0,27

CASO 6 - MIRABELLO, CPTu

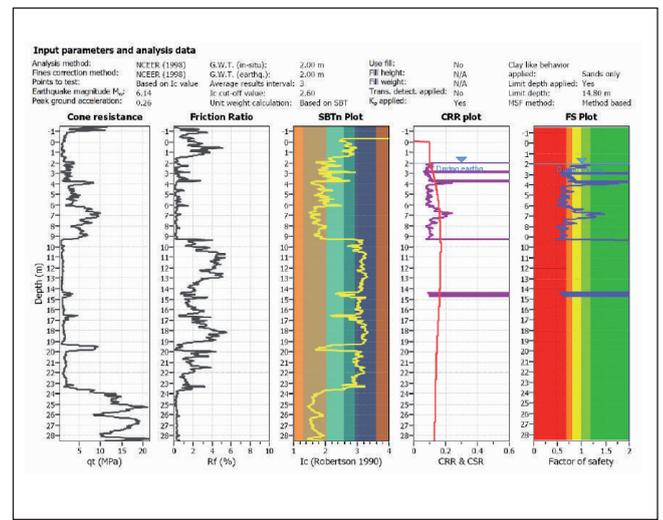


FIGURA 22 – Elaborazione dati acquisiti con prova punta elettrica e piezocono, IPL=13,83

CASO 6 - MIRABELLO

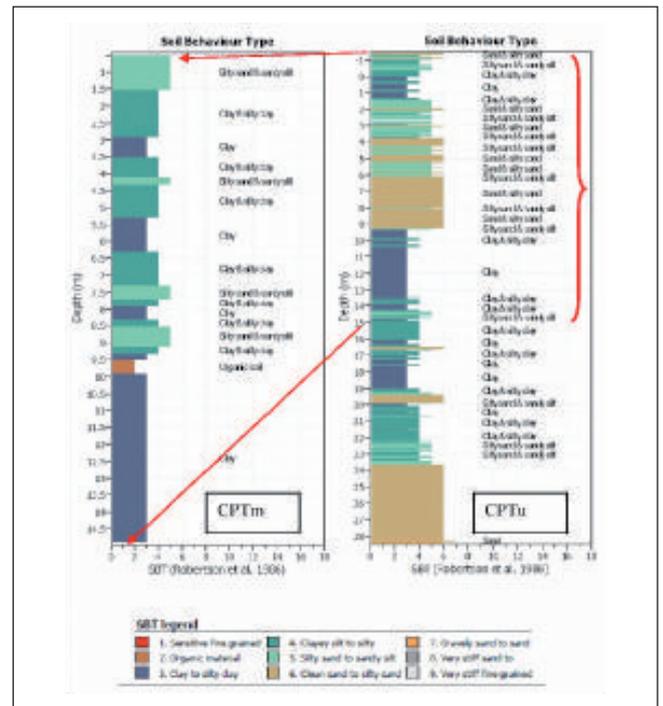


FIGURA 23 – Elaborazione dati acquisiti con prova punta elettrica e piezocono, IPL=13,83

3.2 Conclusioni

Tutte le prove meccaniche sono state eseguite con punta Begemann o con punta tipo NEN 3680, e l'attrito laterale "fs" misurato con queste si è rivelato essere superiore da 3 a oltre 5 volte rispetto all'attrito laterale misurato con la punta elettrica.

La TABELLA 5 raccoglie la sintesi dei rapporti di resistenza delle determinazioni eseguite nei cantieri presentati in questo lavoro. I rapporti delle resistenze di punta e laterale misurati nelle sabbie sono perfettamente con-

gruenti con quelli presentati nel già citato lavoro di Smits (1982), mentre mostrano una variazione minore, i rapporti di resistenza rilevati in terreni argillosi.

COMPLESSIVO SABBIE	Media	Min	MAX
Rapporto qcm/qcu	0.90	0.72	1.15
Rapporto fsm/fsu	4.06	3.01	5.36

COMPLESSIVO ARGILLE	Media	Min	MAX
Rapporto qcm/qcu	1.16	0.71	1.50
Rapporto fsm/fsu	2.03	1.48	2.88

TABELLA 5 – Sintesi dei rapporti di resistenza punta elettrica-punta meccanica

Nella punta elettrica il manicotto laterale ha una forma perfettamente cilindrica, ed è montato su un rocchetto indipendente dal resto della punta che trasmette la pressione ad un trasduttore che a sua volta invia alla centralina un segnale di pressione netta.

Nella punta meccanica il manicotto di attrito non è composto solo dal cilindro di attrito, ma è presente una parte più stretta che si raccorda col mantello della punta, e che offre in avanzamento un bordo di attacco "spigoloso" che produce una resistenza supplementare rispetto ai 150 cm² del solo manicotto di attrito.

Nella FIGURA 24 si evidenziano le porzioni di punta Begemann che concorrono ad offrire un'aliquota di attrito



FIGURA 24 – Schema ipotizzato degli attriti che concorrono ad offrire un'aliquota di attrito in più rispetto al solo manicotto preposto per la misura standardizzata della RI

to in più rispetto al solo manicotto preposto per la misura standardizzata.

Con la punta meccanica viene in definitiva calcolata una resistenza laterale maggiore di quella effettivamente sviluppata sul solo manicotto di attrito. Ciò ovviamente si ripercuote nell'intero calcolo della resistenza del terreno alle sollecitazioni del sisma (CRR), ponendo l'intero sistema più stabile e resistente alla liquefazione.

Con la punta elettrica questo non avviene in quanto il manicotto laterale offre esclusivamente la superficie di 150 cm², e non sono presenti asperità di rilievo ai margini dello stesso che possono produrre attriti supplementari. Il metodo di analisi NCERR (1998), così come quello di Robertson, per la stima della fattore di resistenza alla liquefazione nasce dai riconoscimenti litologici derivanti dai misurati con la prova CPTu e non risulta corretto utilizzare quelli derivati dalle CPTm. Le interpretazioni litologiche da prove CPTm con punta meccanica e da prove CPTu con punta elettrica seguono teorie diverse, che non possono essere intercambiabili. Con le CPTm a punta meccanica i riconoscimenti litologici vanno effettuati ovviamente solo con la classificazione secondo le Raccomandazioni AGI (1977), la classificazione secondo Begemann (1965) o la classificazione secondo Schmertmann (1969). Al momento però, in letteratura le uniche procedure presenti per valutare il rischio di liquefazione utilizzando direttamente le prove penetrometriche statiche sono, come quella di Robertson e altri autori, basate sull'utilizzo della punta elettrica/piezococono. Utilizzare i dati da CPTm meccanica per i software che usano il metodo di Robertson implica che si facciano valutazioni litologiche più spostate verso interpretazioni di terreni fini. La CPTm meccanica non è in grado di valutare correttamente il CRR, e finisce per sottostimare considerevolmente il rischio di liquefazione, portando a valutazioni errate. Anche la Regione Emilia Romagna, ha recentemente pubblicato nell'allegato 1.7 all'Ordinanza n. 70 del 13/11/2012, una valutazione statistica su come con i dati della punta meccanica sia sostanzialmente sottostimato il rischio alla liquefazione dei terreni indagati. E' da evidenziare comunque che dalle valutazioni del rischio di liquefazione eseguite sulle sabbie di Mirabello con la procedura di Robertson e Wride, sembra che detto metodo sia sufficientemente affidabile nel prevedere l'insorgenza del fenomeno. Utilizzando ovviamente la strumentazione per il quale detto metodo è stato messo a punto. Questa analisi è stata condotta senza un numero sufficientemente elevato di dati da poter consentire una analisi statistica rigorosa, pertanto è da intendersi come prima valutazione e si offre come spunto per ricerche più approfondite sull'argomento, che potrebbero portare in seguito o alla definizione di parametri correttivi della "fsm" o alla messa a punto di procedure di calcolo calibrate sulle CPT a punta meccanica. Si confida nella ricerca universitaria per far sì che quell'enorme patrimonio di prove a punta meccanica presenti nelle banche dati regionali possa concorrere utilmente agli studi di micro zonizzazione sismica.

Una prima versione di questo ultimo caso di studio, è stata diffusa con la Newsletter di maggio 2014 a cura di Tecnopenta.

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia il Laboratorio ELLETIPI di Ferrara, del contributo prezioso, per aver messo a disposizione parte delle indagini utilizzate nelle valutazioni del presente lavoro, in particolare caso n°6 e del caso n°7, in quanto i dati hanno interessato i terreni di Mirabello dove si è verificata la liquefazione delle sabbie in occasione del sisma del 20 maggio 2012.

BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE

AGI – RER, Dispense corso di formazione professionale "Geotecnica Sismica" Regione Emilia Romagna Servizio Geologico Sismico e dei suoli, Associazione Geotecnica Italiana. Maggio e Giugno 2013.

Been, K. and Jefferies, M. G. 1985. "A state parameter for sands", *Géotechnique*, 35: pp.99-112.

D'Intinosante V., (2012) "Analisi di risposta sismica locale monodimensionale per la progettazione edilizia - Esercitazione pratica" - dispensa del corso "Indagini geofisiche di supporto all'attività di progettazione ai sensi delle NTC 2008" - Firenze 13 gennaio 2012.

Bol, E; Onalp, A; Arel, E; Sert, S; Ozocak, A "Liquefaction of silts: the Adapazari criteria", *BULLETIN OF EARTHQUAKE ENGINEERING*, Vol. 8, pp. 859-873 - 873, ISSN:1570-761X, DOI: 10.1007/s10518-010-9174-x, AUG, 2010.

Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2008). Soil liquefaction during earthquakes. Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 261 pp.

Iwasaki, T., F. Tatsuoka, K. Tokida, and S. Yasuda (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan, in 2nd International conference on microzonation, San Francisco, p. 885-896.

Iwasaki, T., K. Tokida, F. Tatsuoka, S. Watanabe, S. Yasuda, and H. Sato (1982). Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods, in 3rd International Earthquake Microzonation Conference, Seattle, p. 1319-1330.

Jefferies, M.G., and Davies, M.P., (1993). Use of CPTU to estimate equivalent SPT N60. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 16(4): 458-468.

Jefferies, M.G. and Been, K., (2006). *Soil Liquefaction – A critical state approach*. Taylor & Francis, ISBN 0-419-16170-8 478 pages.

Olsen, R. S. (1984). "Liquefaction analysis using the cone penetrometer test (CPT)." *Proc., 8th World Conf. on Earthquake Engrg.*, Vol. 3, 247-254.

Lai C.G., Foti S., Rota M., (2009) "Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione" - Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia IUSS Press.

Lanzo G., Silvestri F., (1999) "Risposta sismica locale - Teoria ed esperienze" - Argomenti di ingegneria geotecnica - Hevelius Edizioni.

Olsen, R. S. (1997). "Cyclic liquefaction based on the cone penetration test." *Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 225-276.

Robertson P.K. and Campanella R.G. (1983). "Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand". *Canadian Geotechnical Journal*, 20, 4, 718-733.

Robertson, P. K., and Wride, C. E. (1998). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test." *Can. Geotech. J.*, Ottawa, 35(3), 442-459.

Robertson, P. K., and K.L. Cabal (2012). "Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering", 5th Edition, Gregg Drilling & Testing, Inc.

Schmertmann, J.H. (1978). Guidelines for cone penetration tests performance and design. Federal Highways Administration, Washington, D.C., Report FHWA-TS-78-209.

Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1971). "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential." *J. Soil Mech. Found. Div.*, 97(SM 9), 1249-1273.

Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1982). "Ground motion and soil liquefaction during earthquakes." Monograph, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.

Seed, R. B., et al. (2003). "Recent advances in soil liquefaction engineering: A unified and consistent framework." *Earthquake Engineering Research Center Report No. EERC 2003-06*, Pacific Earthquake Engineering Research, Berkeley, CA.

Smits, F.P., (1982). "Cone penetration tests in dry sand". European symposium on penetration testing, 2, ESOPT, Amsterdam, May 1982. *Proceedings*, Vol. 2, 877-881.

Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Finn, W. D. L., Harder, L. F., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Liao, S. S. C., Marcuson, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R. B., and Stokoe, K. H., 2001. Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE 127(10), 817-33.

Per il download del software free Strata: <http://nees.org/resources/strata/supportingdocs>

Rapporto sulle frane attivate in Emilia-Romagna nel periodo Novembre 2013 / Marzo 2014

di Marco Pizziolo¹, Giovanna Daniele¹ e Mauro Generali²

¹Geologo | Funzionario del Servizio geologico, sismico e dei suoli della Regione Emilia-Romagna

²Geologo | Libero professionista

Premessa

Per il secondo anno consecutivo la Regione è stata pesantemente colpita nella stagione autunnale – invernale da eventi di frana in numero molto elevato che hanno interessato tutto il territorio collinare e montano da Piacenza a Rimini. A seguito di tali eventi per il secondo anno consecutivo è stato anche riconosciuto lo stato di emergenza per eccezionali avversità atmosferiche da parte del governo (deliberato il 30 Giugno 2014).

Il sistema regionale di protezione civile, costituito da numerosi soggetti pubblici (i vari Servizi e Agenzie regionali, le Province, i Comuni e le Comunità montane, i Consorzi di bonifica, le Università) e dal volontariato ha dovuto quindi fronteggiare per oltre due mesi un continuo stillicidio di emergenze idrogeologiche che in alcuni casi sono tuttora in atto. I tecnici che a vario titolo si occupano del rischio idrogeologico, oltre ad avere affrontato le situazioni contingenti con la professionalità che è loro riconosciuta da tutti, hanno anche reso possibile, fornendo direttamente dati, informazioni, immagini o elaborazioni, la stesura di questo articolo.

Di seguito un elenco di tutti i colleghi che hanno contribuito:

Antonio Monni e Sabrina Primerano dell' Agenzia regionale di protezione civile;

Matteo Bernardi, Daniela Piacentini e Stefano Segadelli del Servizio Geologico, sismico e dei suoli;

Rosanna Foraci e Federico Grazzini di ARPA Emilia-Romagna – Servizio Idro Meteo Clima;

Giuseppe Caputo, Luigi Lopardo, Claudio Malaguti, Giovanni Truffelli e Lanfranco Zanolini del Servizio Tecnico dei Bacini affluenti del Po della Regione Emilia - Romagna;

Anna Rita Bernardi e Gianfranco Rodolfi del Servizio Tecnico di Bacino Reno della Regione Emilia - Romagna;

Andrea Benini, Claudio Corrado Lucente, Andrea Foschi e Alessandro Stefani del Servizio Tecnico di Bacino Romagna della Regione Emilia - Romagna;

Matteo Berti dell' Università degli studi di Bologna – Dipartimento BiGeA;

Alessandro Corsini dell' Università degli studi di Modena e Reggio Emilia – Dipartimento di Scienze della Terra;

Alessio Campisi, Matteo Guerra e Federica Manenti della Provincia di Reggio Emilia.

1. Introduzione

La stagione autunnale-invernale 2013-2014 è stata caratterizzata da due periodi ben distinti per quanto ri-

guarda l'attivazione di frane: il periodo compreso tra l'inizio di Novembre ed il 24 Dicembre 2013 e il periodo compreso fra il 25 Dicembre 2013 ed il 5 Marzo 2014. Mentre il primo periodo ha visto un andamento di piovosità e conseguentemente di franosità abbastanza nella norma per la stagione, con un numero limitato di episodi di frana, sviluppati prevalentemente in Novembre, il secondo periodo è stato caratterizzato da diversi periodi di piogge intense, che hanno attivato un elevato numero di frane.

Il totale degli eventi segnalati dalle pubbliche Amministrazioni (Regione, Province, Comuni e Comunità Montane) e dai Consorzi di Bonifica ammonta a oltre 1100, e comprende frane che hanno interessato sia porzioni significative di versanti, sia coinvolto prevalentemente (o esclusivamente) la viabilità comunale e/o provinciale, con livelli di severità variabile: dall'interruzione completa del piano viabile e conseguentemente del transito, alla semplice deformazione del fondo stradale. Alcuni dei dissesti segnalati sono imputabili all'evoluzione progressiva di dissesti a carico di strade già interessate da eventi precedenti, in particolare quelli del periodo Marzo - Aprile 2013.

Il confronto, in termini di severità ed impatto complessivo sul territorio, tra le frane verificatesi durante questo evento e quelle attivate durante eventi precedenti risulta abbastanza difficoltoso. Le segnalazioni ricevute risultano essere all'incirca inferiori del 30% rispetto a quelle raccolte nel periodo Marzo - Aprile 2013. Considerando inoltre che alcune delle segnalazioni sono situazioni già note, nuovamente segnalate per sollecitare finanziamenti non erogati per mancanza di risorse, si può stimare che gli eventi di frana realmente attivatisi nel periodo considerato possano essere circa la metà di quelli dello scorso anno.

Risalendo indietro nel tempo i numeri sono meno confrontabili poiché le segnalazioni da parte degli Enti locali sono andate aumentando negli ultimi anni, indipendentemente dalla gravità dei fenomeni, per motivi prevalentemente di carattere amministrativo e per una maggiore capacità tecnica di scambio di informazioni tra le pubbliche amministrazioni stesse, raggiungendo negli ultimi anni livelli certamente non confrontabili con i decenni passati.

La stessa vulnerabilità delle infrastrutture viarie è aumentata negli anni per diverse ragioni, tra cui la scarsità di manutenzioni periodiche, l'usura per vetustà e traffico, la necessità di maggiori standard di qualità per l'utilizzo. Pertanto, trascendendo dal semplice numero delle segnalazioni pervenute (evidenziato in Tabella 1

per confronto con la documentazione reperita per gli eventi del passato), sulla base di una valutazione complessiva e comparata di danni, numero e distribuzione di grandi frane, appare ragionevole equiparare l'evento di Novembre 2013 - Marzo 2014 a quelli del 2009 e 2010 e, precedentemente, a quelli del 1960 e 1964, e quindi comunque fra i più importanti periodi per intensità di danni negli ultimi 50 anni.

2. Sintesi meteorologica del periodo

L'andamento delle precipitazioni tra il 1° Ottobre (data di inizio dell'anno idrologico) e fine Novembre (FIGURA 1) è stato nella norma o leggermente sotto la media climatologica, ad eccezione della montagna piacentina, di parte di quella parmense e parte della Romagna, colpita in particolare da un episodio di piogge intense tra l'11 e il 13 Novembre 2013. Il successivo mese di Dicembre è stato caratterizzato da un'anomalia negativa sulla maggior parte del territorio regionale, ad esclusione della fascia di crinale occidentale, compensata solo in parte dalle abbondanti precipitazioni del 25 - 26 Dicembre su tutta la parte emiliana, che hanno dato inizio al periodo in cui piogge intense e frane si sono susseguite fino al 5 Marzo.

Il Periodo tra il 25 Dicembre 2013 e il 22 Febbraio 2014 è stato caratterizzato da intermittenti e frequenti flussi perturbati di provenienza prevalente da SO, che hanno colpito principalmente il settore centro occidentale della Regione, rilasciando, come accade in queste configurazioni meteo, notevoli quantitativi di precipitazioni e dando luogo ad un bimestre Gennaio - Febbraio tra i

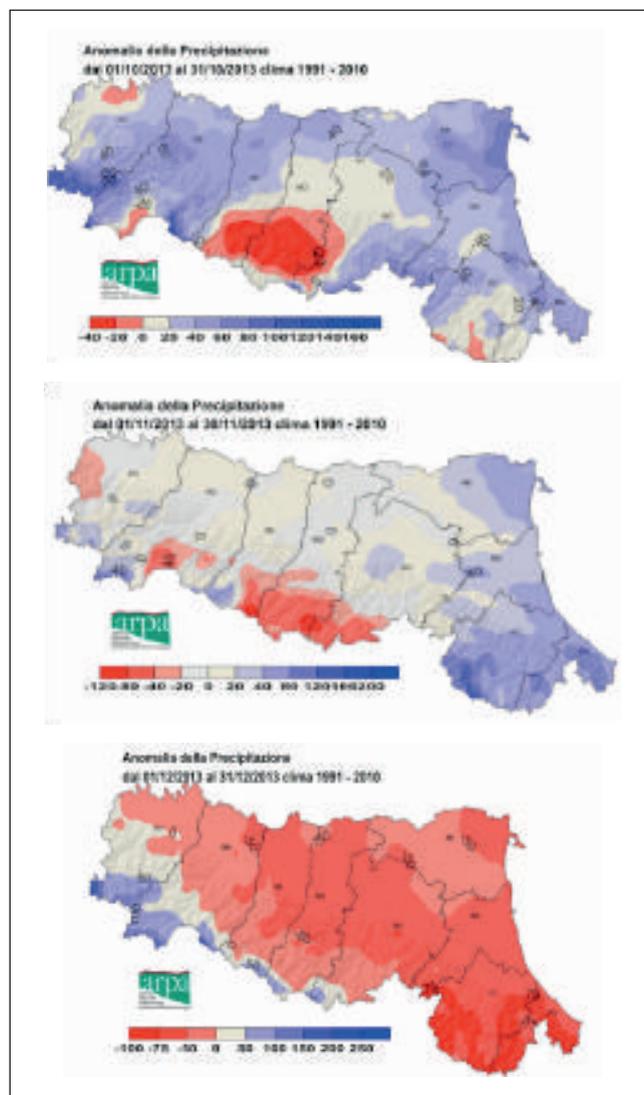


FIGURA 1 – Mappe delle anomalie delle precipitazioni in mm per i mesi di Ottobre, Novembre e Dicembre 2013

Periodo di attivazione	Numero di eventi registrati
28 Maggio – 4 Giugno 1939	>500
1 Gennaio – 28 Febbraio 1951	>100 <200
1 Novembre 1959 – 2 Gennaio 1960	>200 < 500
1 Marzo - 30 Aprile 1960	>200 < 500
1 Marzo 30 Aprile 1964	>200 < 500
1 Novembre – 28 Dicembre 1966	>200 < 500
1 Aprile – 2 Maggio 1974	< 100
1 Marzo – 28 Aprile 1978	>100 <200
1 Dicembre – 18 Dicembre 1992	>100 <200
1- Giugno – 14 Giugno 1994	>100 <200
14 Febbraio – 23 Aprile 1996	>100 <200
7 Ottobre – 17 Ottobre 1996	< 100
1 Novembre – 1 Dicembre 2000	>100 <200
1 Dicembre – 24 Dicembre 2002	>100 <200
1 Marzo – 5 Aprile 2004	>100 <200
9 Aprile – 27 Aprile 2005	>100 <200
5 Ottobre – 3 Dicembre 2005	>200 < 500
30 Ottobre – 13 Dicembre 2008	>100 <200
20 Gennaio – 25 Febbraio 2009	>200 < 500
22 Dicembre 2009 – 8 Gennaio 2010	>200 < 500
1 Marzo – 30 Aprile 2013	>1000
25 Dicembre 2013 – 5 Marzo 2014	>500 < 1000

Tabella 1 – Principali periodi con eventi franosi a partire dal 1939 a oggi

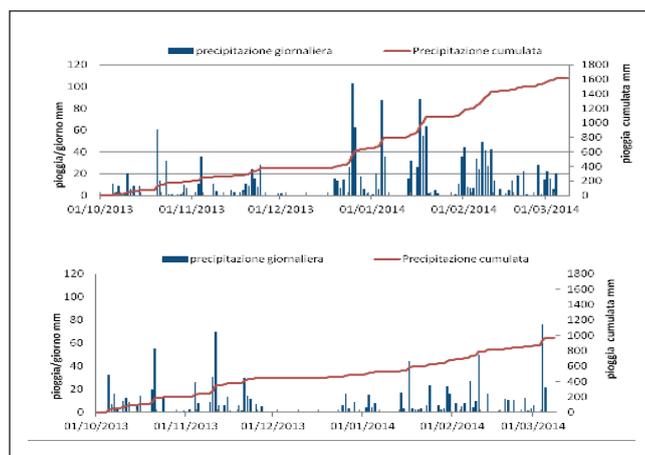


FIGURA 2 – Andamento delle precipitazioni in due stazioni indicative delle condizioni in Emilia (in alto, Valderna in comune di Borgo Val di Taro - PR e Romagna, in basso Pratacci in Comune Portico e San Benedetto - FC). Si notano le differenze sia in quantitativi totali che nella distribuzione delle precipitazioni, in particolare tra fine Dicembre e Gennaio. Entrambe le stazioni sono situate circa 5 Km a valle del crinale appenninico

più piovosi di sempre. Sulla fascia appenninica prossima al crinale, dal bolognese al piacentino, sono stati superati i 1500 mm.

Il settore orientale, pure coinvolto nelle precipitazioni di Gennaio e Febbraio lungo la fascia del crinale, è stato interessato in modo più intenso solo alla fine del periodo. In particolare nei giorni 4 e 5 Marzo, a seguito di un flusso perturbato con venti prevalenti dai quadranti Est (quindi con una configurazione sinottica differente rispetto a quelle responsabili delle piogge precedenti), sono state rilasciate abbondanti precipitazioni su gran parte della fascia collinare e montana con cumulate significative (anche oltre i 120 mm in 2 giorni) dal bolognese al forlivese. I periodi di maggiore intensità di precipitazioni (FIGURA 2) sono stati 25 e 26 Dicembre, 2-5 Gennaio, 16-19 Gennaio, 29 Gennaio - 11 Febbraio, 19-22 Febbraio, 4-5 Marzo.

Nella FIGURA 3 (fonte ARPA-SIMC) sono evidenziate rispettivamente le cumulate di precipitazione cadute tra il 1 Dicembre 2013 ed il 28 Febbraio 2014 e le anomalie di precipitazione per lo stesso intervallo di tempo. Nelle zone di media collina della parte occidentale della Regione il quantitativo di pioggia è stato superiore al doppio rispetto alla media climatologica, sino a raggiungere diffusamente quantitativi pari a 3 volte su estese aree del crinale appenninico e delle Province di Piacenza e Parma. Per tutto il periodo le temperature si sono mantenute più elevate della norma, determinando la prevalenza di pioggia, con caratteristiche simili a quella autunnale, anche in alta quota, e la fusione in breve tempo dello strato di neve occasionalmente accumulato al suolo.

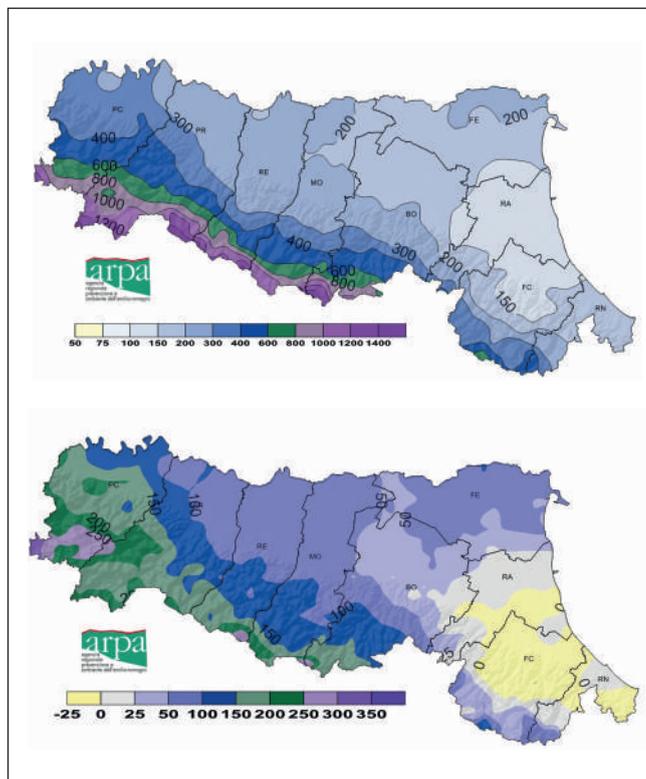


FIGURA 3 – A sinistra precipitazioni cumulate in mm tra il 1 Dicembre 2013 e il 28 Febbraio 2014; a destra le anomalie di precipitazione in % nello stesso intervallo di tempo

3. Distribuzione, dimensione e tipologia delle frane

Nella FIGURA 4 è rappresentata la distribuzione areale delle segnalazioni pervenute alla Agenzia Regionale di Protezione Civile, aggregata per Comuni e aggiornata al 10 Marzo 2014. Il numero totale delle frane segnalate ammonta a 1187, così suddiviso per province: Piacenza 216, Parma 376, Reggio-Emilia 179, Modena 88, Bologna 188, Ravenna 8, Forlì-Cesena 74 e Rimini 58.

La distribuzione delle segnalazioni di frana corrisponde sostanzialmente alla distribuzione dei picchi di anomalia positiva di precipitazione, interessando in prevalenza i comuni sui quali l'anomalia positiva ha superato il 100% nel periodo Gennaio - Febbraio (FIGURA 3). Minore diffusione si riscontra, invece, nella parte romagnola della Regione, dove le precipitazioni si sono concentrate solo nell'ultimo periodo del 4-5 Marzo. E' da rilevare che la FIGURA 4 si riferisce al totale delle segnalazioni pervenute e quindi comprende anche quelle, come già sottolineato nel paragrafo introduttivo, di scarso impatto e quelle reiterate dopo gli eventi del periodo Marzo - Aprile 2013.

Gli eventi segnalati sono prevalentemente dissesti di piccole dimensioni, spesso dell'ordine di poche decine di metri quadrati, che hanno interessato a centinaia strade comunali e provinciali oltre che le aree immediatamente circostanti. In minor numero sono state segnalate frane che hanno interessato porzioni di versanti naturali, utilizzati prevalentemente ad uso agricolo. Relativamente rare (presumibilmente in numero inferiore a 30, tenendo conto di possibili frane in territori non interessati da infrastrutture e abitazioni, sui quali non vi sono segnalazioni) sono, infine, le attivazioni di maggiore dimensione (> 1 ha). Non si fa riferimento a movimenti percepibili solo con sistemi di misura strumentali, senza evidenze visibili, il cui numero è sicuramente più elevato, come dimostrato da accelerazioni di lieve entità rilevate su numerosi siti oggetto di monitoraggio da parte degli enti preposti.

Dal punto di vista tipologico, le frane più frequenti sono quelle complesse, contraddistinte da meccanismo misto di scivolamento e colata, in proporzioni reciproche variabili ma generalmente con lo scorrimento generalmente limitato nel settore di monte e la colata (prevalentemente di fango e subordinatamente di detrito)

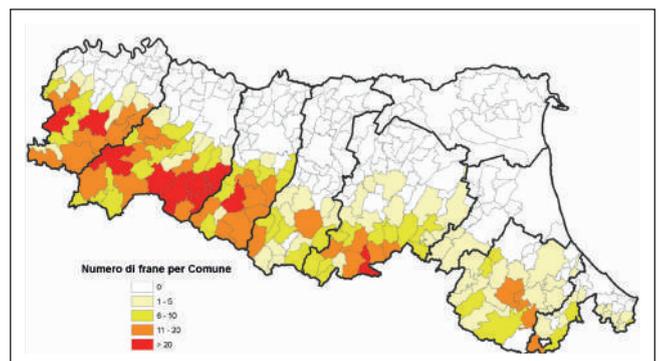


FIGURA 4 – Distribuzione delle segnalazioni di frana pervenute alla data del 10 Marzo 2014, suddivise per singoli Comuni

che ne costituisce l'evoluzione verso valle. Le altre tipologie di movimento quali crolli, ribaltamenti, scivolamenti semplici o colate rapide di fango o detrito, pur se presenti, sono state meno frequenti.

Tra le frane medio-grandi la maggior parte (con alcune eccezioni) è costituita da riattivazioni, con ampliamenti più o meno estesi, di accumuli detritici già attivatisi nel passato, anche recente.

4. Danni

La Tabella 2 illustra in estrema sintesi i principali danni rilevati a causa di frane, desunti dai rapporti interni dell' Agenzia Regionale di Protezione Civile (cui si rimanda per la consultazione dei documenti specifici e per analisi più approfondite sui dati, che possono essere stati soggetti a modifiche e aggiornamenti).

Per quanto riguarda i danni alle abitazioni le situazioni più gravi, per numero di edifici e gravità dei danni, sono quelle degli abitati di Boceto e Pietta, in Provincia di Parma, con rispettivamente 3 e 15 edifici gravemente lesionati, mentre la frana di San Leo (Rimini), pur non avendo interessato direttamente edifici, ne ha reso inabitabili 5, con scarse prospettive di rientro a breve termine, per il rischio di retrogressione della grande frana di crollo. Altre situazioni di media gravità riguardano Lasso, in Comune di Ottone (PC), con vari edifici lesionati, Poggio Zampiroli in Comune di Brisighella (RA), con un edificio parzialmente crollato e Micone, in Comune di Fornovo di Taro (PR) con un capannone danneggiato e demolito. Altre località, Draso e Lugara in Comune di Neviano degli Arduini (PR), Passetto in Comune di Riolunato (MO), via della Fiera in Comune di Castiglione dei Pepoli (BO), Madonnina in Comune di Monzuno (BO), non descritte nel presente rapporto hanno visto singoli edifici interessati da lesioni di media o alta gravità.

Il numero delle evacuazioni è variato nel tempo, essendo esse in parte legate a misure precauzionali ridimensionate col passare dei giorni, a seguito della rallentata evoluzione dei movimenti franosi, dovuta alla cessazione delle piogge intense (dal 6 Marzo e per le settimane successive).

- **Oltre 30 edifici evacuati di cui oltre 20 gravemente danneggiati;**
- **Oltre 50 persone evacuate (temporaneamente o per un periodo prolungato);**
- **> 300 strade comunali interessate da danni di varia entità;**
- **> 70 strade provinciali interessate da danni di varia entità.**

Tabella 2 – Quadro riassuntivo dei danni prodotti dall'evento di Novembre 2013 – Marzo 2014

5. Frane che hanno interessato le infrastrutture stradali

Come già accennato in precedenza, le frane che hanno interessato le strade sono numerosissime e costitu-

iscono la grande maggioranza degli eventi segnalati. Dai sopralluoghi effettuati è risultato evidente che molte delle frane che interessano le strade coinvolgono perlopiù in maniera estremamente limitata i versanti su cui sono impostate. Al fine di classificare i rapporti tra i fenomeni rilevati e le strade è risultato utile procedere all'individuazione di tre differenti raggruppamenti, correlabili a tre diversi contesti (le frane dei tre gruppi sono ovviamente classificabili anche secondo la nomenclatura di Cruden e Varnes, 1996):

- a) frane che interessano non solo le strade ma anche, in modo esteso, i versanti su cui sono impostate le strade stesse;
- b) frane che si originano immediatamente a monte del corpo stradale e si esauriscono sul piano viabile;
- c) frane che si originano a partire dal corpo stradale e si esauriscono immediatamente a valle o che si originano a valle e si esauriscono sul piano stradale (a seconda si tratti di fenomeno in avanzamento o in retrogressione).

Per quanto riguarda il gruppo a), si tratta di frane che per dimensioni ed estensione interessano porzioni di versante significativamente più estese dell'ambito stradale, spesso coinvolgendo terreni sia a monte che a valle dei manufatti stradali. Sono le frane "propriamente dette" e, in questi casi, le strade stesse appaiono oggetti passivi nei confronti del dissesto o, quantomeno, la loro influenza sull'innescò dello stesso potrebbe anche essere trascurabile. Esempi di situazioni di tipo a) sono: la strada Comunale di Pianaccio, in Comune di Lizzano in Belvedere (BO), coinvolta in una frana complessa con meccanismo di scorrimento – crollo (FIGURA 5), e la Strada Comunale di Boceto in comune di Borgo val di Taro (PR).



FIGURA 5 – Panoramica sulla frana di Pianaccio- Lizzano in Belvedere (BO) (foto gentilmente concessa da Anna Rita Bernardi)

Gli altri due raggruppamenti, b) e c), sono schematizzati come in FIGURA 6:

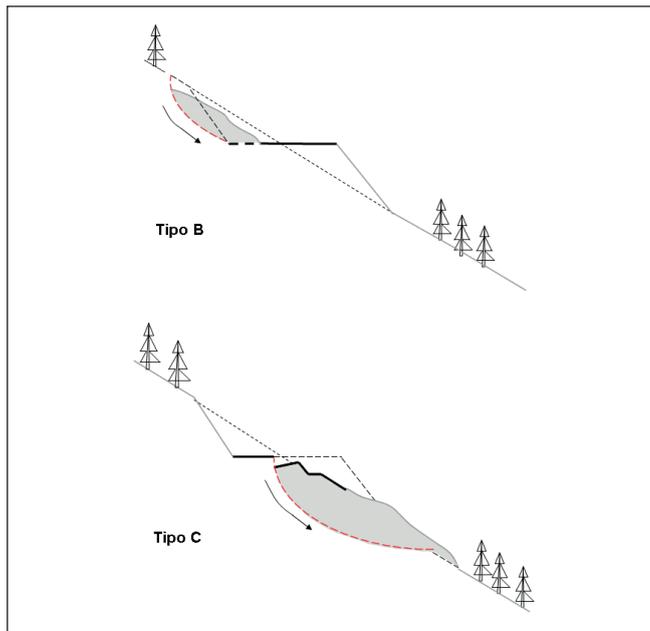


FIGURA 6 – Tipiche situazioni di innesco di movimenti di frane che interessano la viabilità appenninica

Le frane di tipo b) sono riferibili a movimenti di versante che interessano la porzione a monte del piano stradale, limitatamente alla controripa rimodellata in fase di costruzione della sede stradale e alle aree immediatamente adiacenti (FIGURA 7 – 8).



FIGURA 7 – Situazione di tipo b) in Comune di Calestano (PR), senza interruzione stradale (foto gentilmente concessa dal Comune di Calestano)



FIGURA 8 – Situazione di tipo b) in località l'Angela, SP 80 di Scurano, in Comune di Neviano degli Arduini (PR), con interruzione completa (anche se temporanea) del transito per invasione di terra e detrito (foto gentilmente concessa dalla Provincia di Parma)

La risoluzione di questi fenomeni prevede, quali interventi minimi, l'asportazione del materiale accumulato sulla strada, ma nei casi in cui si preveda una possibile estensione o evoluzione del fenomeno, possono essere accompagnati dalla realizzazione di opere di sistemazione e/o di difesa (reti, gabbionate, muri di sostegno, ecc.). Le frane di tipo c) si riferiscono direttamente a corpi stradalmente che franano e coinvolgono solo parzialmente i versanti sottostanti o, più raramente, sovrastanti. In genere questi fenomeni interessano solo la corsia di valle della strada (FIGURA 9-10-11), che spesso è costruita su mate-



FIGURA 9 – Situazione di tipo c) che interessa la SP 15 Calestano –Berceto (PR), con coinvolgimento parziale della carreggiata. Per sicurezza la strada è rimasta interrotta per circa un mese tra Febbraio e Marzo 2014



FIGURA 10 – Situazione di tipo c) in Comune di Monzuno (BO), con interruzione totale della viabilità



FIGURA 11 - Ubicazione delle principali frane attivate nel periodo Novembre 2013 – Marzo 2014

riali di riporto con modeste caratteristiche geotecniche del materiale sciolto che, unite alla spesso elevata inclinazione del versante a valle, ne favoriscono il dissesto. Le frane che si originano in queste situazioni tendono a coinvolgere perlopiù solo la parte di strada costruita sul riporto, provocando il restringimento della carreggiata e/o, nel caso non si tema un'ulteriore retrogressione del fenomeno, imponendo la circolazione a senso unico alternato. In caso contrario la strada viene generalmente chiusa per un periodo più o meno lungo a seconda che si preveda o meno la realizzazione di opere di sostegno della scarpata sottostante, su cui ricostruire la porzione asportata del manufatto stradale. Non mancano comunque casi in cui entrambe le corsie vengano interessate e la strada venga così completamente interrotta. Non è possibile elencare con precisione il numero di tali fenomeni, ma si tratta sicuramente delle tipologie più frequenti, che hanno interessato centinaia di strade nel periodo Novembre 2013 – Marzo 2014. Nelle immagini di seguito vengono illustrate, come esempio, alcune situazioni relative alle frane dei gruppi b) e c), ordinate in base alla severità degli effetti sulla viabilità, che variano dalla invasione parziale di detrito, alla completa ostruzione per il tipo b), e dalla lesione della semicarreggiata a valle, alla completa interruzione per il tipo c).

6. Descrizione delle principali frane

Di seguito vengono descritte sinteticamente e in ordine di data di attivazione, le frane di dimensioni medio-grandi (superiori a 1 Ha di superficie in piano) attivate o riattivate nel periodo considerato. Per ogni descrizione è presente un estratto della cartografia delle frane aggiornata, a scala 1:10.000. In FIGURA 11 è riportata la localizzazione ed in FIGURA 12 la legenda utilizzata. Nella Tabella sono indicate località, Comune, data di attivazione, unità geologiche del substrato roccioso coinvolte e tipologia di movimento. Per una visione completa della cartografia, sia geologi-

Località	Comune	Data di attivazione	Unità Geologiche del substrato	Tipologia di frana
SP84 Miratoio	Pennabilli	13 Novembre 2013	Complessi Liguri pre-Flysch (AVV)	Complessa
Sassi Neri	Farini (PC)	4-5 Gennaio 2014	Complessi liguri pre-Flysch e Flysch Liguri (GOT)	Colata
Monte Penna	VillaMinozzo (RE)	4-5 Gennaio 2014	Flysch Liguri (CAO)	Crollo
Torre Chiestre	Berceto/Calestano (PR)	12-13 Gennaio 2014	Complessi liguri pre-Flysch (AVV)	Complessa
Muricchie	Castiglione del Pepoli (BO)	18 Gennaio 2014	Complessi Liguri pre-Flysch	Scorrimento
Micone	Fomovo (PR)	20 -22 Gennaio 2014	Successione epiligure (MMP RAN)	Colata
Pietta	Tizzano (PR)	21 Gennaio 2014	Flysch Liguri (MRO)	Scivolamento
Cisone	Tizzano (PR)	31 Gennaio 2014	Flysch Liguri (MRO)	Complessa
Quercicoli	Carpinetti (RE)	1 Febbraio 2014	Flysch Liguri z(MOV)	Complessa
Montevecchio	Cesena (FC)	1-7 Febbraio 2014	Successione Umbro_Marchigiana-Romagnola (FCO)	Complessa
Boceto	Borgo Val di Taro (PR)	9-10 Febbraio 2014	Complessi liguri pre-Flysch e Flysch Liguri (GOT)	Complessa
Ronco Puzzola	Grizzana Morandi (BO)	10 Febbraio 2014	Successione epiligure (LOI)	Colata
Montecchi Silla	Gaggio Montano (BO)	11 Febbraio 2014	Complessi liguri pre-Flysch (APA)	Complessa
San Leo	San Leo (RN)	27 Febbraio 2014	Successione epiligure (SMN)	Crollo prevalente
Poggio Zampiroli	Brisighella (RA)	5-6 Marzo 2014	Successione Umbro_Marchigiana-Romagnola (FMA)	Scivolamento planare
Losso	Ottone (PC)	5-6 Marzo 2014	Complessi Liguri Pre-Flysch (CCV)	Complessa
SP 25 Valbura	Premilcuore (FC)	5-6 Marzo 2014	Succ. Umbro-Marchigiana-Romagnola(FMA)	Complessa



FIGURA 12 - legenda della carta del dissesto relativa alle frane descritte nella presenta nota e illustrate nelle relative figure

ca che delle frane, si rimanda al sito della cartografia interattiva del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli regionale alla pagina web:

<http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/cartografia/webgis-banchedati/webgis> .

E' da rimarcare che ad eccezione dei dissesti di Monte Penna (RE), Poggio Zampiroli (RA) e San Leo (RN), tutti i movimenti franosi rappresentano riattivazioni di accumuli già esistenti; fra questi solo la frana di Boceto risulta non avere avuto segnali di attività riferibili al passato più recente. Le frane di Sassi Neri, Pietta, Micone, Ronco Puzzola e Silla-Montecchi erano già state sede di riattivazioni parziali documentate nel Marzo - Aprile 2013. Le frane di Torre Chiestre e Montevecchio risultavano visibilmente attive nella parte alta già a partire dal 2008-2009, sulla base delle foto aeree disponibili.

6.1. SP 84 Miratoio, Pennabilli (RN)

Il dissesto, verificatosi il 12 Novembre 2013 in seguito alle abbondanti piogge dei giorni precedenti (FIGURA 13), ha interessato la Strada Provinciale SP 84 tra Pennabilli e Miratoio, e costituisce la riattivazione di una frana che negli ultimi anni aveva già interessato l'arteria stradale, danneggiandola seriamente.

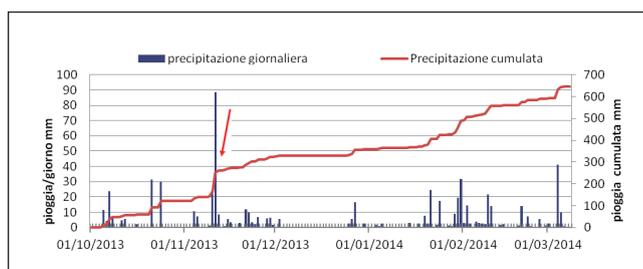


FIGURA 13 - Distribuzione delle precipitazioni dal 1 Ottobre 2013 all'8 Marzo 2014 sul pluviometro di Pennabilli, distante circa 3 Km dalla frana sulla SP 84. La freccia rossa indica la data dell'accelerazione del movimento (12 Novembre 2013). Si noti l'episodio di pioggia del 10-13 Novembre, che ha superato i 120 mm. In tale occasione si sono verificate piene notevoli su vari fiumi e torrenti della Romagna



FIGURA 14 - Vista della frana dal coronamento: la sede stradale è stata completamente asportata dal movimento

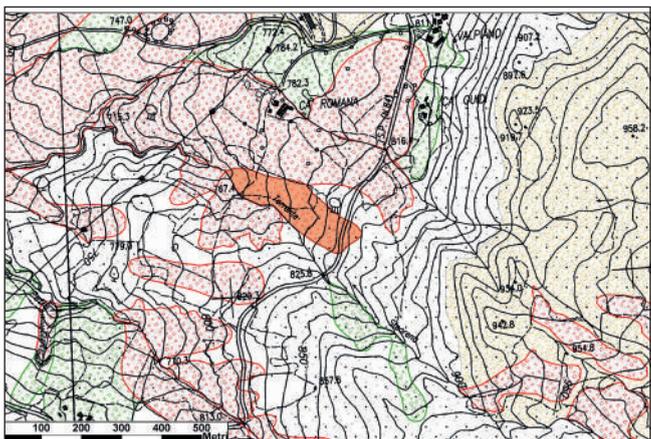


FIGURA 15 - Legenda della carta delle frane relativa alle frane descritte nella presente nota e rappresentata nelle relative figure

L'ultima riattivazione, che ha generato uno spostamento della massa franata di vari metri, ha completamente distrutto la sede stradale (FIGURA 14). Il movimento, pur rallentando, è proseguito anche nelle settimane successive. Il fenomeno franoso si è impostato su terreni appartenenti alle Argille Varicolori (AVV) del Domino Ligure, ed è classificabile come complesso: costituito dalla coesistenza di scorrimenti nella parte alta che evolvono in colate di fango e detrito nella parte medio - bassa. La frana (FIGURA 15) ha una lunghezza di circa 350 m e uno spessore, desunto da prove geognostiche effettuate dal Servizio Tecnico di Bacino Romagna, di 6-9 m.

6.2. Sassi Neri, Farini (PC)

La frana dei Sassi Neri è ubicata in Comune di Farini, sul versante sinistro del Torrente Nure, circa 1 Km a monte di Farini d'Olmo. Si tratta di un fenomeno già noto fin dagli anni '50, di cui sono segnalate riattivazioni più o meno generalizzate negli anni '80 e '90. Recentemente aveva già dato notevoli segnali di movimento, gli ultimi in occasione dell'evento di Marzo - Aprile 2013. E' probabile che a partire da tale data il fenomeno si sia evoluto in modo pressoché continuo, subendo una accelerazione a partire dalle precipitazioni di Novembre 2013 (data della prima segnalazione da parte del Comune di Farini), e più rapidamente in seguito alle precipitazioni del 4-5 Gennaio 2014.

La frana (FIGURA 16) raggiunge le dimensioni di oltre 5 ettari di superficie, 650m di lunghezza, circa 200m di

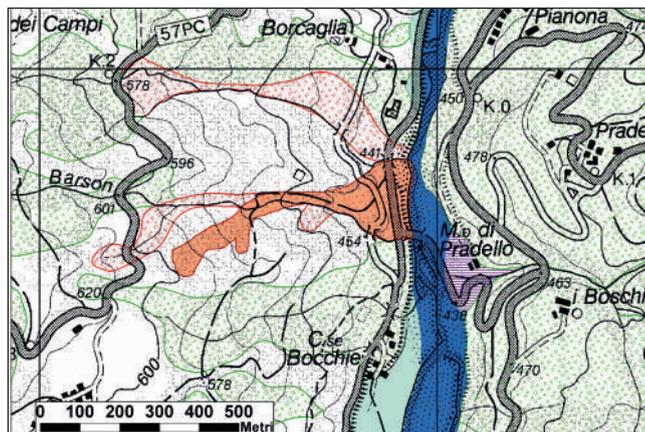


FIGURA 16 - Legenda della carta delle frane relativa alle frane descritte nella presente nota e illustrate nelle relative figure



FIGURA 17 - Immagine del piede della frana di Sassi Neri. Si notano la strada comunale, l'acquedotto comunale, esposto in superficie per evitare lesioni dovute al movimento franoso e in alto a destra il ramo settentrionale della frana oggetto in passato di sistemazioni idrauliche superficiali

larghezza massima; si presume che il piano di scivolamento abbia profondità variabile fra i 5m nella parte alta e oltre i 15m nella zona di accumulo.

L'ultima riattivazione, originatasi da monte con meccanismo di scivolamento rotazionale, si è imposta sulle Argille a Palombini liguri e si è evoluta in breve spazio in colata di fango, che rapidamente si è riversata a valle in prossimità del piede preesistente sul lato Nord. Contemporaneamente l'intero corpo ha subito deboli movimenti lungo il piano basale dell'accumulo preesistente. Anche il ramo settentrionale della frana, oggetto negli anni passati di interventi, ha subito parzialmente gli effetti del movimento (anche se nella figura non è stato indicato come riattivato, non avendo raggiunto livelli parossistici) con danni parziali alle opere di drenaggio. La riattivazione ha provocato il danneggiamento parziale della strada Farini-Bocchie Crocelobbia, dell'acquedotto e della condotta del gas (FIGURA 17); la SP per Mareto, che passa in prossimità della zona di nicchia, non è stata interessata dal fenomeno. Sono note varie riattivazioni parossistiche della frana nel recente passato, di cui le più importanti risalgono al 1986 ed al 1991.

6.3. Monte Penna, Villa Minozzo (RE)

La frana di Monte Penna è ubicata in Comune di Villa

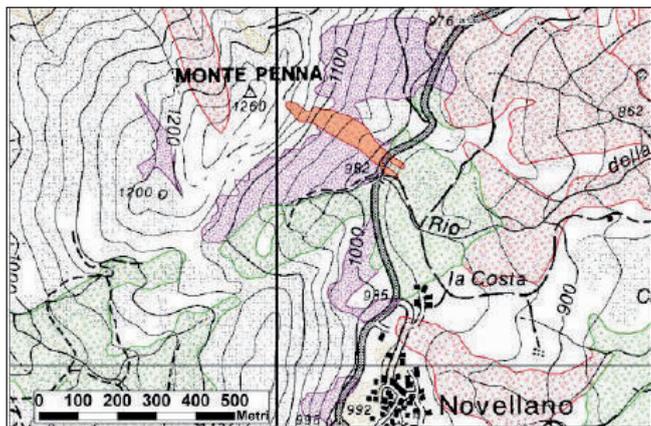


FIGURA 18 - Carta delle frane della zona circostante la frana di Monte Penna. Il borgo di Novellano è circa 800 m a Sud

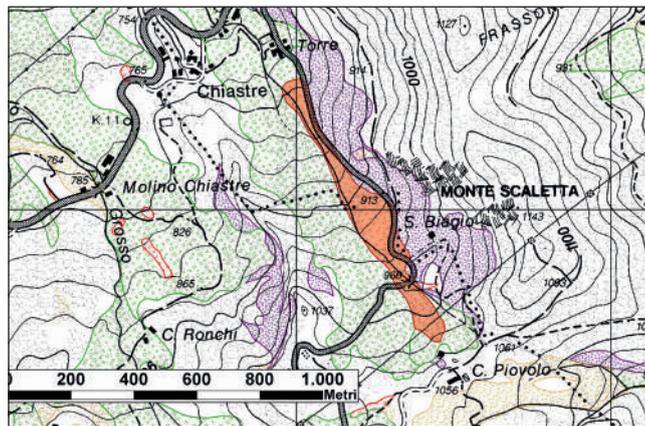


FIGURA 20 - Carta delle frane della zona circostante la Frana di Torre Chiastre



FIGURA 19 - Immagine panoramica della parete e della frana di Monte Penna

Minozzo, sul suo versante orientale, ed è avvenuta nella notte fra sabato 4 e domenica 5 Gennaio 2014, interessando la formazione stratificata calcarenitico-marnosa del Flysch del Monte Caio (CAO) – (Dominio Ligure), che si presenta in giacitura a traverpoggio, molto deformato e fratturato. La frana di crollo ha provocato il distacco dal versante, a partire dalla quota 1200m s.l.m., di numerosi massi, molti dei quali hanno raggiunto la strada comunale La Sorba-Novellano, con dimensioni fino a 6 m³, causandone l'interruzione, e si sono fermati nel prato a valle (FIGURE 18 - 19).

I fenomeni di distacco sono proseguiti per alcuni giorni. Le cause del distacco vanno ricercate nello stato di severa deformazione e fratturazione della roccia oltre che nelle precipitazioni che hanno favorito l'aumento delle pressioni interstiziali, sebbene le piogge del periodo immediatamente precedente non fossero state particolarmente intense.

6.4. Torre Chiastre, Berceto/Calestano (PR)

La frana di Torre Chiastre è ubicata in parte in Comune di Berceto ed in parte in Comune di Calestano. Fra il 12 ed il 13 Gennaio si è riattivata una porzione dell'accumulo preesistente nei pressi della località Cà Piovolo,



FIGURA 21 - Vista del piede della frana di Torre Chiastre; in primo piano l'omonima località, posta pochi metri a valle del piede della riattivazione

da quota 1055m fino a quota 775m s.l.m., per una lunghezza complessiva di circa 950m ed una larghezza al piede di circa 75m. Il movimento non ha prodotto danni diretti a beni e infrastrutture ma ha minacciato la frazione di Torre di Chiastre (Calestano) e più a valle la Strada Provinciale della Val Baganza.

La frana (FIGURA 20) è di tipo complesso, impostata sulle Argille Varicolori (AVV) liguri, con scivolamenti traslativi nella parte alta che, evolvendo rapidamente in colate, hanno completamente alterato la rete scolante. Nei primi giorni la frana si è mossa nella parte medio-alta con velocità di alcune decine di metri al giorno, per rallentare lungo il percorso e fermarsi a pochi metri dall'abitato di Torre di Chiastre (FIGURA 21). E' da notare che indizi di attività nella parte alta erano già presenti a partire dal 2010, a testimonianza di una fragilità pregressa dell'area interessata dall'evento di Gennaio. Questa potrebbe essere la ragione per cui la riattivazione non è avvenuta in concomitanza di piogge di particolare intensità.

6.5. Muriccie, Castiglione dei Pepoli (BO)

La frana di Muriccie è ubicata in Comune di Castiglione de Pepoli, ed ha interessato il versante in sinistra idrografica del Fosso delle Muriccie per una lunghezza complessiva di circa 980m e una larghezza massima di circa 120m.



FIGURA 22 - Lesioni alla strada Comunale di Sparvo in loc. Murricce

La riattivazione del 18 Gennaio 2014 (FIGURA 22), ha interessato la parte medio alta del corpo di frana, causando un arretramento a monte della nicchia di distacco e coinvolgendo la sede stradale con la completa interruzione e la conseguente chiusura al transito.

Si tratta di una frana complessa con prevalenza di meccanismo rototraslativo con tendenza all'evoluzione in colata, nella parte medio-bassa, impostata sulle Argille Varicolori con Calcari del Dominio Subligure. La frana era già cartografata come attiva nell'inventario delle frane regionale a scala 1:10.000 (FIGURA 23) risultando inequivocabili evidenze di attività anche in un passato recente.

6.6. Micone, Fornovo di Taro (PR)

La frana di Micone, storicamente nota fino all'800, è ubicata in Comune di Fornovo di Taro, in destra idrografica del Fiume Taro, immediatamente a monte del capoluogo. Il movimento si è verificato su terreni prevalentemente argillosi appartenenti alla formazione delle Marne di Monte Piano (MMP), e in piccola parte alla facies pelitico-arenacea delle Arenarie di Ranzano (RAN). La frana ha una morfologia multilobata tipica dei movimenti impostati su formazioni argillose (FIGURA 24). Il lobo più meridionale si è riattivato a partire dal 25-

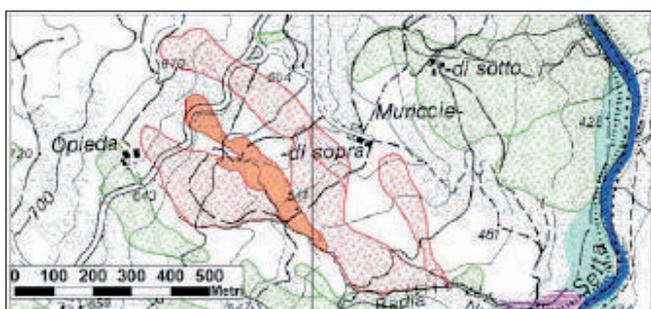


FIGURA 23 - Carta delle frane della zona circostante la frana di Murricce, circa 2,5 Km a NNE di Castiglione dei Pepoli

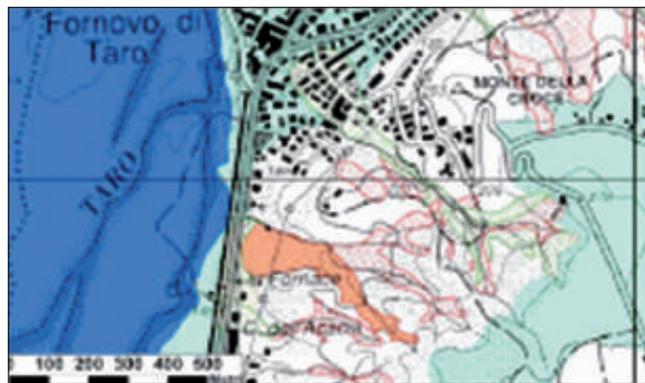


FIGURA 24 - Carta delle frane della zona circostante la frana di Micone



FIGURA 25 - Panoramica della frana dal coronamento

26 Dicembre, subendo un'accelerazione tra il 20 e il 22 Gennaio, per uno sviluppo longitudinale complessivo di circa 500m ed una ampiezza del fronte di circa 150m. Il movimento è stato di tipo complesso (FIGURA 25), costituito in prevalenza da una parte di colata, che nella parte bassa dell'accumulo è stata accompagnata da una parte di scorrimento a carico dell'accumulo già preesistente e parzialmente rimobilizzato. La velocità di avanzamento della colata in fase parossistica ha raggiunto i 2-3m/g. A valle del fronte attivo si trova la parte del piede della frana quiescente pre-esistente, con spessori di circa 15m, che non risulta interessata dalla riattivazione di gennaio Gennaio, non avendo subito lesioni evidenti sia la SS 62 della Cisa sia la linea ferroviaria Parma-La Spezia che la attraversano.

La riattivazione ha interessato le condotte dell'acquedotto principale che serve l'intero capoluogo e poco più a valle un capannone che è stato poi demolito perché lesionato dalla massa di fango colata da monte. Il ramo interessato dall'evento del 2014 aveva già evidenziato movimenti nell'inverno del 2010/2011 e nella primavera del 2013; per questo motivo la frana era stata inclusa nel Piano degli interventi urgenti a seguito della OPCM 83/2013. Precedentemente si hanno notizie di riattivazioni della frana nel 1832, nel periodo 1893-1898, nel Febbraio - Aprile 1910 (Zuffardi, in "Le frane nei dintorni di Fornovo Taro" - Pavia: Tip. succ. f.lli Fusi, 1911) e nel 1934.

6.7. Pietta, Tizzano Val Parma (PR)

La frana di Pietta è ubicata in Comune di Tizzano Val Parma, in destra idrografica del Torrente Parmossa. Ha interessato con uno scivolamento roto-traslativo i livelli calcarenitici e marnoso-pelitici delle Marne Rosate di Tizzano (MRO), unità flyschoidi del Dominio Ligure, con giacitura a reggipoggio.

Il movimento franoso (FIGURA 26), di lunghezza complessiva in pianta 170m circa, ha subito una accelerazione il 21 Gennaio 2014, in seguito alle precipitazioni dei giorni precedenti e ha compromesso di fatto la stabilità di tutto il versante posto ad ovest dell'abitato (FIGURA 27):

la nicchia di distacco della frana, arretrando fino a valle del muro di sostegno della strada comunale, ha interessato la strada stessa, gli edifici prospicienti e provocato la rottura della tubazione del gas (FIGURA 28). Sono state dichiarate inagibili 7 abitazioni ed 8 persone sono state evacuate.

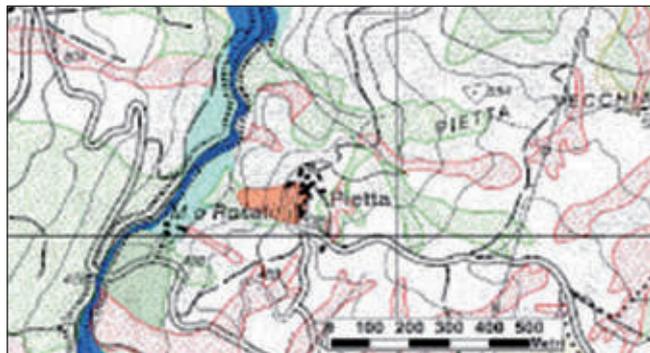


FIGURA 26 - Carta delle frane della zona circostante la frana di Pietta, circa 3.5 Km a NE di Tizzano Val Parma



FIGURA 27 - Vista della frana di Pietta dal versante opposto



FIGURA 28 - Situazione in seguito all'evento 2014. Compromessi la strada interna al paese e gli edifici prospicienti

L'evento del 2014 è solo l'ultimo di una serie che, a partire dagli anni 80 e più frequentemente negli ultimi anni a partire dal 2009, avevano già coinvolto il paese. Nell'ottobre del 2011 e successivamente nella primavera 2013 l'arretramento della scarpata della frana aveva coinvolto la strada interna al paese, provocando un cedimento parziale del cordolo su pali a sostegno della strada. Secondo alcune testimonianze locali l'abitato di Pietta sarebbe, inoltre, stato interessato da fenomeni franosi già a partire dagli ultimi anni dell'800.

6.8. Cisone, Tizzano Val Parma (PR)

La frana di Cisone è ubicata poche decine di metri a Nord della località omonima, ove negli ultimi anni si sono verificati vari episodi di riattivazione. L'evento del 31 Gennaio 2014, che ha provocato la chiusura temporanea della strada Provinciale posta in prossimità del piede, è da considerare un'accelerazione di un fenomeno già attivo, ben noto anche durante l'emergenza della Primavera 2013 (FIGURA 29).

Il movimento è classificabile come complesso, costituito dalla sovrapposizione di colate di fango e detrito su scorrimenti. Nella ultima riattivazione il materiale detritico-fangoso si è riversato sul piano stradale e per alcuni giorni solo l'attività incessante delle ruspe ha impedito che venisse seppellita completamente la strada provinciale (FIGURA 30). A partire dal 5 Febbraio il movimento ha rallentato e la transitabilità dell'arteria stradale è proseguita con maggior sicurezza.

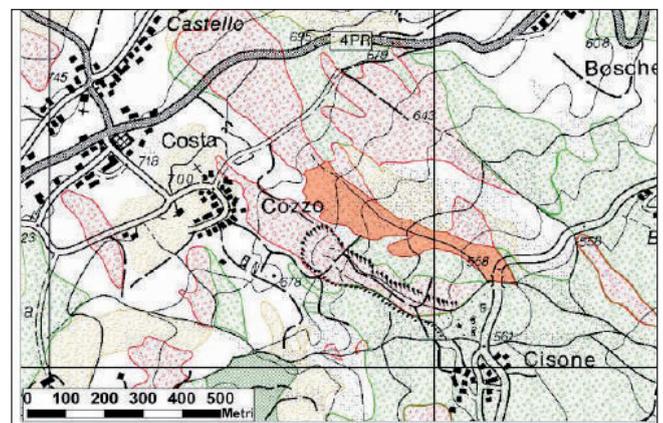


FIGURA 29 - Carta delle frane della zona circostante la frana di Cisone, circa 1,5 Km a NE di Tizzano Val Parma



FIGURA 30 - Immagine del piede della frana sulla SP 25 Massese (da www.Parmatoday.it)

6.9. Quercioli, Carpineti (RE)

La frana di Quercioli è ubicata in Comune di Carpineti, a valle della confluenza fra il Rio Torbido ed il Fiume Secchia, in sinistra idrografica di quest'ultimo, e si è riattivata tra il 30 e il 31 Gennaio 2014 (FIGURA 31).

Il dissesto si sviluppa per una lunghezza di circa 500 m, fino alla sottostante Strada Provinciale, che appare ondulata e lesionata in vari punti.

Già nel 2013 l'area era stata interessata da movimenti significativi, in conseguenza dei quali, nell'autunno scorso, la Strada Provinciale aveva subito alcune riparazioni. Il movimento, costituito in prevalenza da scivolamenti rototraslativi e da colate superficiali, è impostato sulle alternanze arenaceo pelitiche e calcareo marnose della formazione di Monte Venere (MOV).

La frana, oltre alla Strada Provinciale a valle, (FIGURA 32) ha interessato la linea elettrica che rifornisce la frazione di Quercioli e interrotto la via di accesso all'abitato di Le Macchie, ove risiedono 4 famiglie, rimaste temporaneamente isolate.



FIGURA 31 - Vista della frana di Quercioli. Nella parte alta è visibile il terreno interessato da colate, nella parte bassa le aree interessate da scorrimento. La SP visibile nella parte bassa (non indicata nella FIGURA35) è interessata da fratture trasversali

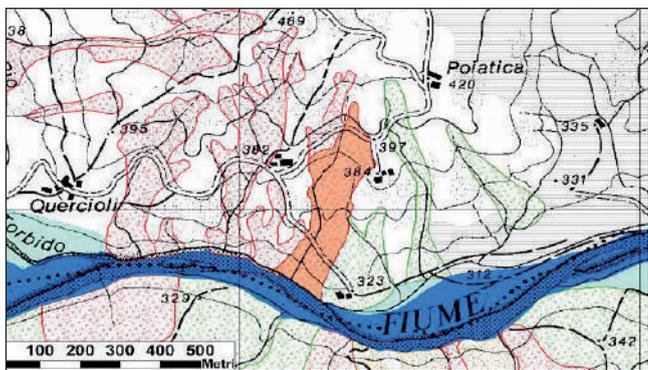


FIGURA 32 - Carta delle frane della zona circostante la frana di Quercioli, circa 3 Km a NE dell'abitati di Cavola

6.10. Montevercchio, Cesena (FC)

La frana di Montevercchio, ubicata in Comune di Cesena sul versante che da Cà Rossa degrada fino al fondovalle del Fiume Savio, in sinistra idrografica del Fosso Ribianco (FIGURA 33), si è riattivata il 1 Febbraio 2014,

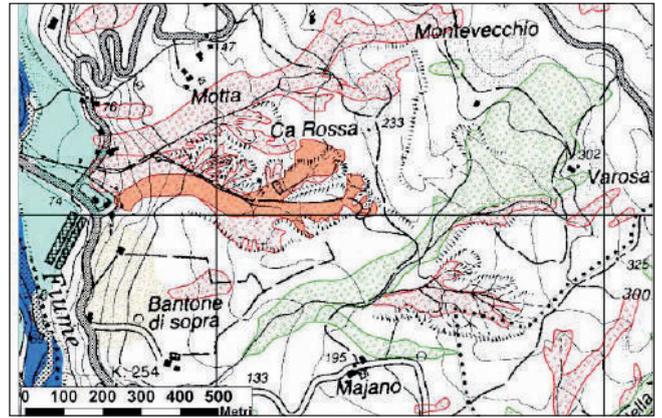


FIGURA 33 - Carta delle frane della zona circostante la frana di Montevercchio, circa 1 Km a Est dell'abitato di Borello

subendo una accelerazione più consistente a partire dalla notte del 7 Febbraio 2014.

In un primo tempo la riattivazione ha interessato il lobo settentrionale, ma a partire dalla metà di Aprile anche il lobo meridionale ha aumentato la sua attività, contribuendo ad alimentare il flusso di fango fino al piede. La velocità di avanzamento del fronte ha raggiunto i 5 m/giorno.

La frana interessa la Formazione a Colombacci (FCO) della Successione neogenico-quadernaria del margine appenninico padano, qui caratterizzata dall'alternanza di livelli pelitici e arenacei, affioranti nella zona di corona con giacitura a franapoggio.

Di tipo complesso, è caratterizzata da scivolamenti traslativi di roccia nella porzione di nicchia e colate di fango dal settore centrale fino al piede (FIGURA 34 - 35).



FIGURA 34 - Vista della nicchia del lobo settentrionale e della parte alta della frana di Montevercchio



FIGURA 35 - Vista del piede della frana di Montevercchio

Il fronte ha danneggiato una linea elettrica di media tensione e minaccia tuttora alcune abitazioni civili in via Gualdo. Il dissesto si estende dalla quota di 210m circa, fino a quota 75m s.l.m., per una lunghezza complessiva di circa 600m ed una larghezza al piede dell'accumulo di 40-50 m; la profondità è stimabile in circa 10 m.

L'impluvio in cui si è verificato il dissesto ha ospitato movimenti attivi almeno dagli anni '50 e dalle fotografie aeree disponibili risulta inequivocabile la presenza di movimenti in atto nella parte alta anche in un passato recente.

6.11. Boceto, Borgo Val di Taro (PR)

La frana di Boceto è ubicata in Comune di Borgo Val di Taro, circa 1,5 Km a valle di Borgotaro, in destra idrografica del Fiume Taro (FIGURA 36). Di tipo complesso, con scivolamenti traslativi nella parte alta che tendono ad evolvere in colata nella parte medio-inferiore, si è riattivata in modo pressoché completo nella notte tra il 9 ed il 10 Febbraio 2014, a seguito delle intense piogge cadute nei giorni precedenti.

La frana (FIGURA 37 - 38) si estende per una lunghezza complessiva di circa 750m per una larghezza dell'accumulo al piede di circa 160m. Nella fase di parossismo la velocità massima ha raggiunto i 40m/giorno. La riattiva-

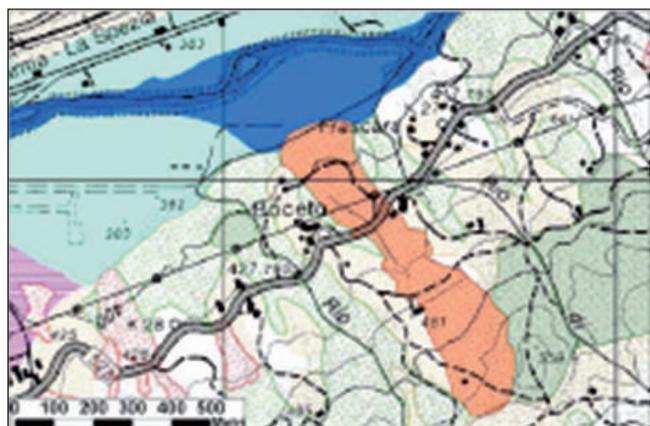


FIGURA 36 - Carta delle frane della zona circostante la frana di Boceto, circa 2 Km a Est di Borgo val di Taro



FIGURA 37 - Vista della frana di Boceto dal versante opposto (foto gentilmente concessa da Alessandra Bassoni e Pietro Zanzucchi - disponibile sul sito www.valgotrabaganza.it)



FIGURA 38 - Immagine zenitale della parte medio bassa della frana (foto gentilmente concessa dal STB Affluenti del Po- volo Aerodron, www.aerodron.com). Notare la traslazione verso valle della strada

zione ha interessato la ex Strada Provinciale tra Boceto e Frascara, dissestandola completamente e ha coinvolto tre abitazioni lungo il versante ed alcuni annessi rurali. A valle della ex Strada Provinciale sono state coinvolte le reti gas e elettrica.

Il substrato geologico è costituito nel settore di monte dalla formazione arenaceo-pelitica delle Arenarie di Monte Gottero (GOT) e più a valle dalle Argilliti di San Siro (SSI), intensamente deformate e fratturate a causa dalla loro complessa storia tettonica. Entrambe le formazioni appartengono al Dominio Ligure. Il versante, tuttavia, è interessato in superficie da estesi depositi detritici di versante o di frana quiescente; gli affioramenti in cui compaiono le formazioni del substrato "in posto" sono rari e localizzati su crinali secondari.

La riattivazione della frana di Boceto costituisce l'evento di maggiore estensione della serie avvenuta nel periodo Novembre 2013 - Marzo 2014. La frana non presentava segni visibili di attività o testimonianze di movimenti nel recente passato. Le poche notizie di riattivazioni precedenti risalgono al 1896, quando fu interessata una superficie di circa 24 ettari, con distruzione di una casa e due ponti.

6.12. Ronco Puzzola, Grizzana Morandi (BO)

La frana di Ronco Puzzola è ubicata in Comune di Grizzana Morandi, in sinistra idrografica del Torrente Setta, poco a monte della confluenza fra i Torrenti Sambro e Setta e si è riattivata il 10 Febbraio 2014.

La frana si estende per una lunghezza complessiva di circa 300m (FIGURA 39) e si è impostata su una spessa

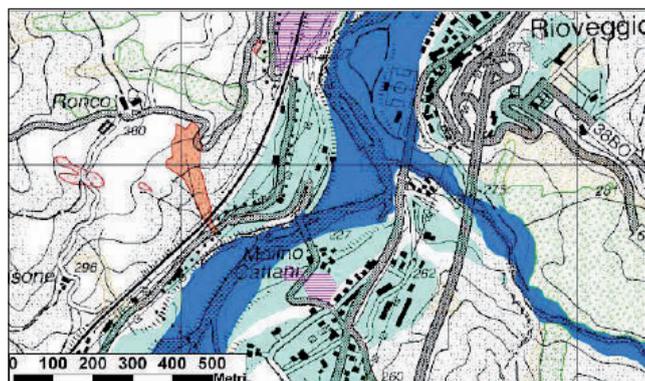


FIGURA 39 - Carta delle frane della zona circostante la frana di Ronco Puzzola, circa 700 m a ESE dell'abitato di Riovoggio



FIGURA 40 - Panoramica sul dissesto di Ronco Puzzola, ripreso dal versante opposto

copertura colluviale, adagiata sul substrato di Arenarie di Loiano (LOI) del Dominio Epiligure, alternanze arenaeo-pelitiche poco cementate. E' classificabile come movimento complesso, costituito nella parte alta da uno scorrimento roto-traslattivo che nella parte bassa, in corrispondenza di un aumento di acclività del versante verso valle, si è evoluto in colamento rapido e a prevalenza sabbiosa. Già innescatasi nell'Aprile 2013 con meccanismo analogo ma con rigetti inferiori, da allora ha continuato ad evolversi con continuità, manifestando segnali di accelerazione a partire dal 19 Gennaio 2014 (come dimostrato dai dati del monitoraggio installato a partire dall'estate 2013 da RFI e dal Dipartimento BiGeA dell'Università degli Studi di Bologna), con l'aumento del rigetto della corona di distacco, la rotazione verso monte della testata di frana, e l'apertura di fratture trasversali e longitudinali.

L'accelerazione di Febbraio ha rimobilizzato i terreni della coltre (FIGURA 40), e la colata scesa a valle ha ostruito quasi completamente le luci del viadotto ferroviario, compromettendo la rete elettrica ENEL e creando una ulteriore instabilità dell'intero corpo di frana. La scarpata principale ha registrato uno spostamento complessivo di circa 70cm nei primi 10 giorni e, sulla base dei dati di monitoraggio, alla data del 1 Aprile 2014 il corpo di frana continuava ad evidenziare ancora segni di movimento nella parte alta.

La linea ferroviaria Bologna - Firenze ha subito una momentanea interruzione mentre è stata interrotta la strada comunale che passa immediatamente a valle della ferrovia per alcuni giorni.

6.13. Montecchi - Silla, Gaggio Montano (BO)

La frana di Montecchi-Silla è ubicata in Comune di Gaggio Montano, in sinistra idrografica del Torrente Silla ed interessa tutto il versante che dalla località Costa degrada fino all'alveo del T. Silla, in corrispondenza dell'area industriale dell'abitato di Silla (FIGURA 41).

Si tratta di una frana complessa, che si sviluppa interamente nelle Argille a Palombini (APA) delle unità Liguri, caratterizzata da fenomeni di scorrimento profondo e colate più superficiali. Gli spessori interessati dalla riattivazione, che nella parte alta si possono stimare nell'ordine dei 10-12m, aumentano verso valle fino a superare i 30m (misure inclinometriche effettuate dalla Comunità

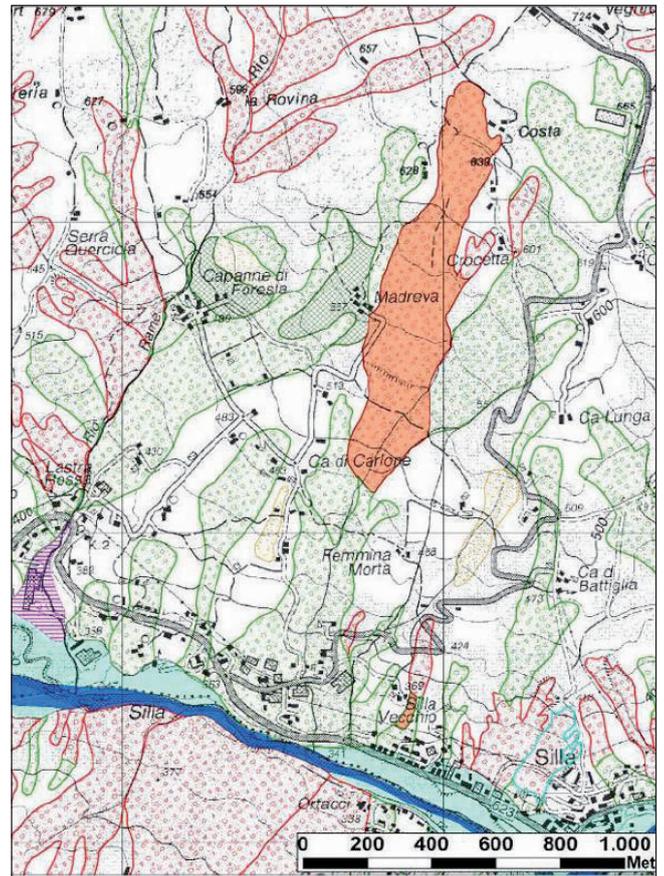


FIGURA 41 - Ubicazione della frana di Montecchi - Silla

Montana Alta Valle del Reno in fori ubicati lungo la frana in occasione della riattivazione del 1994, e ancora agibili). Le prime evidenze di deformazione si sono manifestate dopo le piogge di Ottobre - Novembre 2013, con tagli nel terreno e spostamenti di alcuni centimetri nella parte alta dell'accumulo (attorno a quota 680m) con conseguenti interventi alla Strada Comunale.

L'11 Febbraio 2014 il fenomeno ha subito un'accelerazione parossistica e nel giro di poche ore sono stati coinvolti l'intera zona di coronamento e la strada comunale che interseca la frana nella parte alta (quota 645m). Il movimento si è propagato rapidamente nei giorni successivi verso valle (FIGURA 42), con meccanismo di



FIGURA 42 - Panoramica sul dissesto ripreso da SO, presso la località Cà Faziotto. La zona riattivata è indicata dal tratteggio rosso

scorrimento (attivato progressivamente per carico non drenato), determinando un progressivo allargamento ed approfondimento del fronte in movimento che, nel giro di circa un mese, ha raggiunto una lunghezza complessiva di 1200 m. Gli spostamenti registrati nel periodo 11 Febbraio - 23 Marzo variano da un massimo di 40-50m nella parte medio alta, fino a ridursi a pochi cm in prossimità della quota 500m s.l.m., al di sotto della quale non si sono registrati ulteriori movimenti.

La frana è storicamente nota per aver subito episodi di riattivazione che hanno interessato la parte medio bassa del dissesto a partire dal 1901; sono note riattivazioni nel 1934, 1937 e 1940. La parte medio alta si era riattivata in modo parossistico nel Novembre 1994 (interessando una superficie di territorio sostanzialmente uguale a quella dell'evento 2014), e successivamente, interessando aree più limitate, nel Maggio 2003 e nell'Aprile 2013. I danni prodotti sono riferibili alla sola strada comunale di Montecchi ed alle opere di drenaggio superficiale e sotterraneo, costituite da canalizzazioni superficiali e da due batterie di pozzi drenanti a grande diametro (realizzate a seguito dell'evento del 1994), irrimediabilmente danneggiate.

6.14. San Leo (RN)

La frana di San Leo, avvenuta il 27 Febbraio 2014, ha interessato la porzione Nord della rupe calcarea su cui sorge l'abitato di San Leo, in prossimità della località Le Celle (FIGURA 43).

Si tratta di un crollo pressoché istantaneo che ha interessato un fronte di circa 200m, coinvolgendo un volume di roccia stimabile in circa 500'000 m³ e generando una nuova scarpata verticale di oltre 120m di altezza. Ulteriori assestamenti e piccoli crolli sono seguiti anche nei giorni immediatamente successivi.

Le piogge cadute nel periodo precedente non sono particolarmente significative. Il fenomeno è impostato su un versante già permeato di fratture, come testimoniato dalla superficie residuale, che presenta vistose alterazioni e ossidazioni dovute a circolazione di acqua (FIGURA 44).

A titolo precauzionale si è provveduto alla chiusura della strada che porta alla Rocca ed alla evacuazione (successivamente parzialmente revocata) di 5 edifici

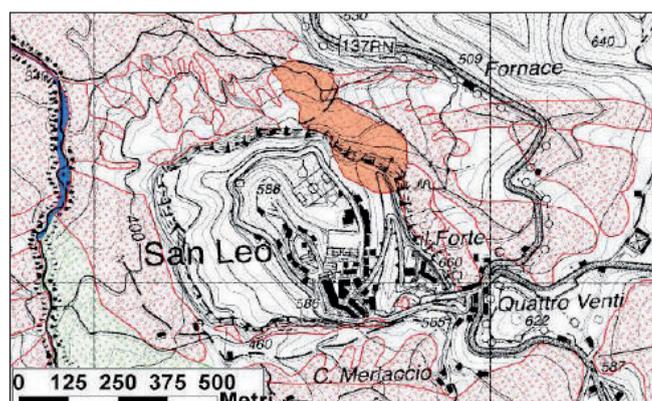


FIGURA 43 - Cartografia delle frane della zona circostante la frana di San Leo



FIGURA 44 - Immagine della parete franata e degli edifici sgomberati. (foto gentilmente concessa dal Servizio Tecnico di Bacino della Romagna)

civili per di un totale di 15 persone: 1 abitazione monofamiliare, 2 edifici con più appartamenti, 1 scuola materna-elementare e la caserma dei Carabinieri .

Tutta la Rupe di San Leo è impostata sulle calcareniti Epiliguri della Formazione di San Marino (SMN), attraversate da diffusi sistemi di fratturazione che, intersecandosi con le superfici di stratificazione, individuano prismi rocciosi, anche di dimensioni imponenti, soggetti a crolli in svariate punti della rupe. I crolli risultano favoriti anche dalla presenza, ai bordi e al di sotto della rupe stessa, di formazioni argillose Liguri, tipo Argille Varicolori, predisposte a fenomeni di colamento e di erosione superficiale; fenomeni che, nel tempo, hanno certamente favorito l'instaurarsi delle condizioni di stress nell'ammasso roccioso sovrastante che lo hanno portato al collasso in oggetto.

6.15. Poggio Zampiroli, Brisighella (RA)

La frana di Poggio Zampiroli è ubicata in Comune di Brisighella, nella valle del Torrente Sintria, sul versante settentrionale del rilievo omonimo. Si estende per una lunghezza complessiva di circa 600m ed una larghezza di 100 -150m (FIGURA 45).

La frana ha coinvolto un versante interamente costituito da alternanze arenaceo-pelitiche della Formazione

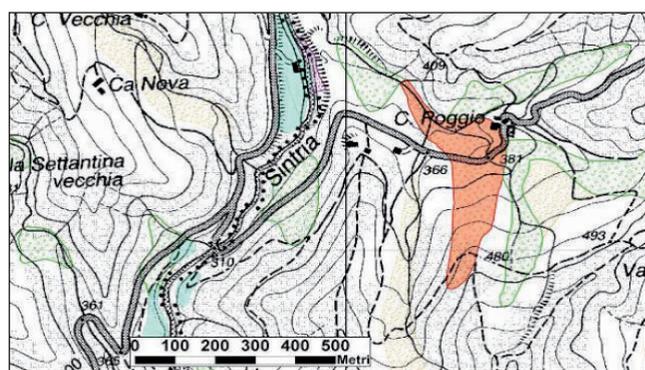


FIGURA 45 - Ubicazione della frana di Poggio Zampiroli, 3 km circa a NO di dell'abitato di Santa Eufemia, in Comune di Brisighella



FIGURA 46 -Panoramica sulla frana. La scarpata è di neoformazione

Marnoso Arenacea (FMA), che qui affiora con giacitura a franapoggio; può essere definita come di neoformazione (FIGURA46), avendo interessato quasi esclusivamente materiali in posto.

Il movimento, del tipo scivolamento traslativo in roccia (parzialmente evoluto in colata di detrito nella parte bassa), si è attivato il 5 Marzo, presumibilmente con velocità piuttosto elevate (nell'ordine di qualche m/sec) e nel giro di poche ore si è stabilizzato.

6.16. Losso, Ottone (PC)

La frana di Losso è ubicata in Comune di Ottone, in destra idrografica del Fiume Trebbia, sul versante che dal Monte Zuccherò degrada verso il fiume, e da quota 670m s.l.m. giunge fino all'alveo del Trebbia, a quota 430m circa s.l.m., per una lunghezza complessiva di circa 770 metri (FIGURA 47).

La frana di Losso, da sempre nota agli abitanti della località, non ha subito nel 2014 un evento parossistico, ma una sensibile accelerazione del movimento, che ha provocato diffuse lesioni sugli edifici (FIGURA 48) della frazione (il cui nucleo originario sembra risalire agli anni 1500-1600), e sulla S.S.45.

Al fenomeno si è associata la fuoriuscita di acqua in pressione dagli scantinati di una abitazione e la rottura della pavimentazione in cemento.

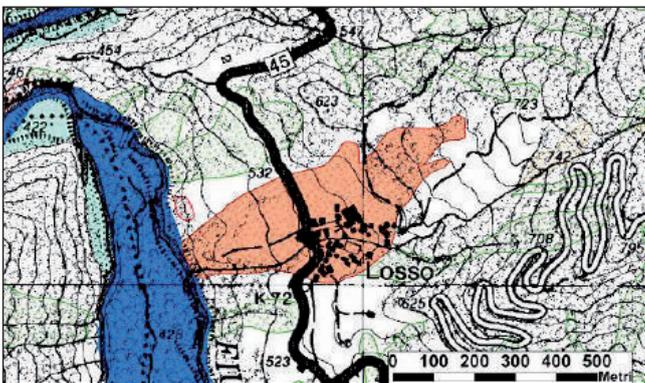


FIGURA 47 - Ubicazione della frana di Losso, circa 2 Km a SE di Zerba. L'area in rosso è attribuita al movimento di Marzo 2014 sulla base di considerazioni geomorfologiche. L'area interessata da lesioni evidenti è minore e circoscritta all'abitato e alla strada



FIGURA 48 - Lesioni all'oratorio di San Nicola, nella frazione di Losso (da www.Liberta.it)

La collocazione della accelerazione ai primi giorni di Marzo del 2014 deriva dalla segnalazione di giornali locali (Quotidiano Libertà del 5 Marzo 2013).

6.17. SP 25 Valbura, Premilcuore (FC)

La frana della Valbura è ubicata in Comune di Premilcuore, in destra idrografica del Fosso Copertura, sul versante che dal Monte Roncole degrada verso Ovest in direzione del Fiume Montone (FIGURA 49).

La riattivazione dell'8 Marzo 2014, avvenuta a seguito dei circa 98 mm di pioggia caduti il 4 e 5 Marzo, ha interessato la SP Valbura al km 6+500.

Sulla strada si sono riversati più di 20.000 m³ di terra, detrito e blocchi di arenarie e marne (FIGURA 50), che hanno travolto una porzione di circa 25m di barriera di contenimento e invaso completamente la sede stradale, con un'altezza media dell'accumulo di circa 5m. La strada è stata chiusa, con la conseguente interruzione del collegamento viabile fra il Comune di Portico e S. Benedetto ed il Comune di Premilcuore.

Si tratta di una frana complessa, interessante la Formazione Marnoso – Arenacea (FMA) caratterizzata da lito-

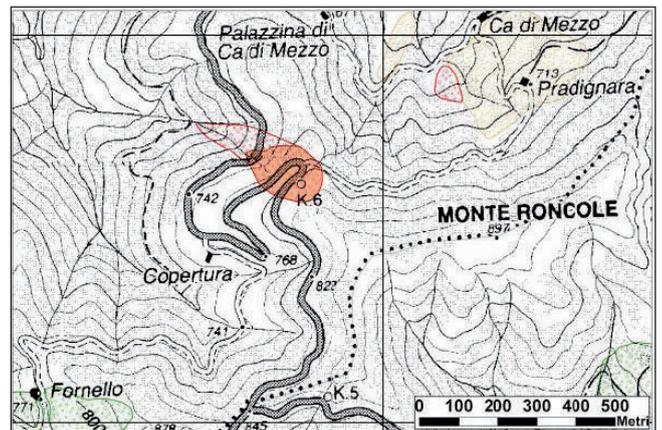


FIGURA 49 - Ubicazione della frana sulla SP 25 Valbura – Premilcuore, tra le valli dei torrenti Rabbi e Montone, 2.5 Km a NO di Premilcuore

tipi arenaceo-pelitici stratificati, che ha visto movimenti prevalentemente di scivolamento, accompagnati da fenomeni di crollo/rotolamento di massi (FIGURA 50) per uno sviluppo longitudinale di circa 200 m.



FIGURA 50 - immagine panoramica della frana sulla SP 25 (foto gentilmente concessa dal Dr. Geol. Alessandro Stefani)

Le fotografie aeree disponibili documentano evidenze di attività della frana di tipo periodico e intermittente almeno dal 1954.

RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano Alessandra Bassoni e Pietro Zanzucchi per la concessione delle immagini di Boceto (Borgo Val di Taro - PR) (disponibili sul sito www.valgotrabaganza.it); Aldo Fantini della Comunità Montana dell'Appennino Bolognese per le informazioni sui monitoraggi inclinometrici relativi alle frane di Silla (Gaggio Montano - BO) e Gabriele Minardi, del Consorzio di Bonifica della Romagna Occidentale per le prime informazioni sulla frana di Poggio Zampiroli (Brisighella - RA).

BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE

CRUDEN D.M, VARNES D.J 1996. Landslides Types and processes. In: TURNER A.K.; SHUSTER R.L. (eds) Landslides: Investigation and mitigation. Transp. Res. Board, pp 36-75

ZUFFARDI P. 1910. Le frane nei dintorni di Fornovo Taro. Tipografia succ. F.lli FUSI - PAVIA

Intervista ai membri della Commissione Esami di Stato 2013

Cristiano Guerra, Gabriele Ponzoni, Alessandro Zanna
a cura di Francesca Rispoli

Ogni anno, per due appelli, tre professionisti iscritti ad OGER da almeno 15 anni mettono a disposizione il proprio tempo e la propria esperienza, ricoprendo la carica di commissario esterno per gli esami di stato per l'abilitazione professionale. OGER non ha sempre compito facile nel reperire le disponibilità dei colleghi, quindi innanzi tutto ci preme ringraziarli per la loro generosità nei confronti della professione.

Bisogna poi sottolineare che il loro compito non è semplice, ma ricoprono un ruolo fondamentale soprattutto perché permette di tastare il polso alla professione e a coloro che in futuro la svolgeranno. Lo scorso anno i geologi incaricati erano Cristiano Guerra di Rimini, Alessandro Zanna e Gabriele Ponzoni di Bologna; nei giorni degli esami di stato è nato tra di loro un interessante dibattito in merito allo "stato dell'arte" della professione, che hanno voluto trasmettere agli iscritti rispondendo ad alcune domande.

1. Alessandro, Cristiano e Gabriele, avete appena partecipato agli esami di stato come commissari, che impressione avete avuto rispetto a quando lo avete sostenuto voi?

C.G.: Ricordo una prova pratica più specifica ed in generale un percorso dell'esame con una sequenza logica più corretta (colloquio – prova pratica scritta – prova orale). Attualmente ritengo che la sequenza delle prove potrebbe essere migliorata, in particolare ponendo la prova pratica come seconda prova e non come ultima, vista l'importanza che ha per capire l'effettiva preparazione del candidato.

G.P.: il ricordo che ho è di un esame approfondito volto a capire le competenze professionali del candidato, articolato in modo completamente differente con una enorme rilevanza sulla capacità interpretativa della carta geologica e della costruzione di una relativa sezione; in breve era un esame strutturato sulla capacità del candidato di analizzare e leggere il territorio nelle sue particolarità e criticità geomorfologiche e strutturali: volendo un po' quello che dall'esterno ci viene richiesto come categoria professionale;

A.Z.: quando ho sostenuto io l'esame di stato, la prima prova scritta con la sezione geologica era quella che faceva il filtro maggiore tra i candidati, in quanto andava a verificare la capacità dei futuri professionisti nel leggere le caratteristiche geologiche e geomorfologiche di un territorio. Questa capacità, nella pratica professionale, ha delle implicazioni fondamentali nel riconoscimento delle criticità geologiche, nella progettazione di una campagna geognostica, nella ricostruzione di un modello geologico e nelle indicazioni geotecniche che il geologo dovrà fornire con il suo lavoro. Ho notato in generale (con le ovvie eccezioni) una

scarsa preparazione culturale di base (insufficiente per dei tecnici laureati), cui si sommano scarse capacità dialettiche, discorsive, di organizzazione e svolgimento dei facili temi tecnici come quelli proposti dalla commissione di esame.

2. Quali impressioni avete avuto sulla professionalità dei candidati che si sono presentati?

C.G.: I candidati, pur provenendo da percorsi formativi diversi, in linea di massima mi sono sembrati poveri per esperienze pratiche, ad esempio quelle che si possono acquisire con il rilevamento. Mi è sembrato di percepire una carenza di attività di campagna, sia generale che applicativa, derivante forse da una preparazione universitaria non completamente adeguata in questo senso. Ho avuto la sensazione che per molti candidati, l'attività di tirocinio sia stata svolta semplicemente come "mano d'opera" a titolo gratuito, oppure in maniera troppo settoriale e specifica.

G.P.: parlando ovviamente a titolo personale, colgo anch'io l'inesperienza sull'attività di campagna, come sottolineava Cristiano, mi è parso però anche che i candidati soffrissero di una importante carenza sulle implicazioni giuridiche proprie dell'attività professionale a nonché' sulle questioni etiche ad essa riconducibili.

Infine ho notato nei candidati un "campo visivo" piuttosto ristretto che purtroppo non prescinde dalla scala di lavoro. Questi ragazzi non hanno una visione di insieme delle sfide e delle problematiche professionali che contraddistinguono la nostra categoria; mancano di pratica, se vogliamo.

A.Z.: la mia valutazione non si è molto diversa da quella di Cristiano e Gabriele. La preparazione geologica di base e applicativa dei candidati è risultata di un livello scarso, segno che sia la preparazione universitaria a non formare adeguatamente gli studenti, sia che la preparazione professionale applicativa post laurea mediante tirocinio, a non fornire le conoscenze minime necessarie ad affrontare la pratica professionale.

3. Cosa suggerireste per poter migliorare le modalità di svolgimento dell'esame, per poter meglio valutare l'effettiva preparazione dei candidati?

C.G.: Credo che l'Ordine debba darsi il compito di cercare di compensare i deficit di formazione e comunque di offrire la possibilità di migliorare ed affinare le proprie competenze in vista della prova di abilitazione. Personalmente ritengo che l'Ordine, in collaborazione con Università e Servizi Geologici, potrebbe organizzare dei Corsi di preparazione all'esame di stato, da strutturare ed articolare in modo da affrontare i principali campi professionali.

G.P.: Domanda da un milione di dollari... sicuramente

non esiste una risposta univoca e che possa essere valida per l'insieme dei candidati e del loro background, ma alla luce dell'esperienza appena trascorsa ritengo che una rimodulazione del percorso di approccio all'esame di stato debba partire con un tirocinio (non solo formale-temporale) presso un qualche studio o professionista anziano per un periodo non inferiore all'anno (in modo da vedere e comprendere la professione e i problemi anche economici di attività nel tempo). A questo tirocinio dovrebbe essere affiancata una preparazione specifica (magari in collaborazione con l'università) con corsi brevi (moduli di massimo 30 ore) su tematiche pratiche, come ad esempio diritto, computo estimativo, leggi europee, ecc.

A.Z.: Corsi di formazione post laurea, tirocinio obbligatorio di almeno 6 mesi o un anno con specializzazione in un campo specifico sul quale valutare il candidato. Inserire all'interno del corso di laurea dei moduli su argomenti applicativi tenuti da professionisti esterni, comprendendo anche argomenti che il percorso formativo universitario non prevede (argomenti tecnici e riferimenti normativi).

4. Quali sono le caratteristiche che un candidato dovrebbe avere per entrare nel mondo professionale?

C.G.: Competenze scientifiche tecniche ampie, capacità di sintesi ed inquadramento dei problemi, capacità comunicative e "curiosità" professionale.

G.P.: Un'altra domanda non da poco, tenuto conto anche dei tempi in cui viviamo: ritengo il mercato del lavoro un qualcosa di estremamente dinamico (anche in Italia, nonostante tutto) e quindi i suggerimenti dati oggi e magari realizzati fra 5-7 anni (visti i tempi operativi di questo paese) potrebbero non essere adeguati; pertanto mi limito a constatare che al momento vedo di buon occhio tutti quei candidati che decidono di

incrementare il loro bagaglio culturale e professionale con un paio di anni di esperienza estera: questo (oltre a fornir loro competenze linguistiche) gli permetterebbe indubbiamente di confrontarsi con tecnologie, culture e ambienti professionali estremamente diversi ed interessanti e di conseguenza un domani di tornare in Italia con uno skill altamente competitivo.

A.Z.: Forte preparazione tecnico scientifica e geologica di base, capacità di cogliere le criticità geologiche di un territorio, continua volontà di aggiornamento culturale scientifico, capacità di dialogare con le altre figure professionali senza timori reverenziali, credere nell'importanza del proprio lavoro di geologo.

Riflessioni del Presidente

a cura di Gabriele Cesari

Trovo molto interessante questa intervista per vari aspetti. Anzitutto si intuisce l'utilità dei corsi di preparazione agli Esami di Stato fatti dall'Ordine, negli anni passati, e che andrebbero ripresi. In secondo luogo emerge la necessità di una riflessione ampia in merito al rapporto tra Università e Professione, tema che sta molto a cuore all'Ordine, ma ultimamente anche all'Università, come dimostra il coinvolgimento che i Dipartimenti di Scienze della Terra degli Atenei di Bologna, Ferrara e Parma ci hanno recentemente chiesto nel percorso di valutazione dei percorsi didattici, e come dimostra anche la riuscitissima iniziativa Geo-Day del BIGEA di Bologna alla quale abbiamo partecipato con grande convinzione. Infine, un altro spunto interessante è quello relativo ai tirocini e alle forme di collaborazione tra laureandi/laureati e studi professionali, strumento che andrebbe potenziato.

Ringrazio i colleghi Guerra, Ponzoni e Zanna per il contributo costruttivo ed assicuro l'impegno dell'Ordine a valutare ed approfondire i suggerimenti contenuti.

Elenco delibere del consiglio dell'OGER

GENNAIO - GIUGNO 2014

Emanuele Emani | Segretario

VERBALE N° 1 DEL 31 GENNAIO 2014

- Delibera n. 1** Cancellazioni
- Delibera n. 2** Nominativo del referente per la Commissione difesa del suolo
- Delibera n. 3** Rettifica Bilancio Consuntivo 2011
- Delibera n. 4** Delibere relative alle sanzioni disciplinari APC
- Delibera n. 5** Individuati nominativi per la predisposizione di "Gruppi di lavoro" e delle Commissioni Istituzionali
- Delibera n. 6** Nomina terna per valutare il bando di Microzonazione Sismica (rif. Comune di Anzola)
- Delibera n. 7** Rilascio del patrocinio all'Ente Fiera di PC per la Fiera Geofluid
- Delibera n. 8** Rilascio patrocinio gratuito per il Tour Nazionale 2014

VERBALE N° 2 DEL 25 FEBBRAIO 2014

- Delibera n. 9** Trasferimenti
- Delibera n. 10-11** Cancellazioni
- Delibera n. 12** Valutazioni preventivi (sito, newsletter, rivista)

VERBALE N° 3 DEL 11 MARZO 2014

- Delibera n. 13** Iscrizioni
- Delibera n. 14** Cancellazione per trasferimento
- Delibera n. 15** Cancellazione
- Delibera n. 16** Contributo iniziativa "Open Biblio"
- Delibera n. 17** Affidamento incarico per stampa rivista

VERBALE N° 4 DEL 8 APRILE 2014

- Delibera n. 18** Acquisto aggiornamenti software
- Delibera n. 19** Noleggio e assistenza stampante/fotocopiatrice
- Delibera n. 20** Terne esame di stato

VERBALE N° 5 DEL 6 MAGGIO 2014

- Delibera n. 21** Iscrizioni
- Delibera n. 22** Vidimazione parcella Lusignani
- Delibera n. 23** Vidimazione parcella Lusignani
- Delibera n. 24** Vidimazione parcella Lusignani
- Delibera n. 25** Vidimazione parcella Lusignani
- Delibera n. 26** Vidimazione parcella Lusignani
- Delibera n. 27** Vidimazione parcella Neri
- Delibera n. 28** Corso 1° livello Prot. Civile
- Delibera n. 29** Nomina Comitato indirizzo Scienze Geologiche Univ FE
- Delibera n. 30** Quote iscrizione Consulta PR
- Delibera n. 31** Patrocinio non oneroso Expo Tunnel

VERBALE N° 6 DEL 27 MAGGIO 2014

- Delibera n. 32** Iscrizioni
- Delibera n. 33** Vidimazione parcella Bricoli Andrea
- Delibera n. 34** Vidimazione parcella Bricoli Andrea

VERBALE N° 6 DEL 27 MAGGIO 2014

- Delibera n. 35** Vidimazione parcella Daini Lorenzo
- Delibera n. 36** Vidimazione parcella Archilli Mario
- Delibera n. 37** Approvazione Bilancio Consuntivo 2013

Interventi di protezione e bonifica di versante per la realizzazione di un sistema solare fotovoltaico su un terreno sito in località Ferriano di Fano (PU)

AUTORI:

Massimo Sergenti | Geologo - Libero Professionista, Via Brodolini 15 - 61037 Marotta (PU)
e-mail: m.sergenti@teletu.it

Massimo Salmi | Geologo - Responsabile Ufficio Tecnico, Ricerca e Sviluppo presso Borghi Azio SRL,
San Polo D'Enza (RE) - e-mail: massimo.salmi@borghiazio.com - www.borghiazio.com

Premessa

Il presente articolo illustra e descrive gli interventi di bonifica realizzati sulle coltri superficiali rimaneggiate di un versante collinare destinato a impianto solare fotovoltaico (potenza 993,60 kw) installato in opera tra luglio e settembre 2010 in località Ferriano di Fano (PU), Appennino settentrionale.

La zona d'intervento (3,3 ha) ricade su area agricola, a mezza-costa di un versante collinare che declina a E-SE in direzione del Fosso dell'Acqua Satura, tributario di destra del Fiume Metauro. Il sito è inserito in un tipico contesto di paesaggio collinare, tra le quote altimetriche di 80÷105 m s.l.m., con versanti debolmente acclivi ($6\div 10^\circ$), contraddistinti da blande ondulazioni della superficie e riferibili a reiterati adattamenti della copertura rispetto al substrato compatto.

L'analisi dei dati storici del sito inizia con l'esame della Carta inventario delle frane nelle Marche (CNR-IRPI, 1993) nella quale, sebbene non siano segnalati episodi importanti, se non in sponda destra del Fosso dell'Acqua Satura, si evidenziano nell'intorno progettuale episodi di dimensioni ridotte, non cartografabili.

Nel P.A.I. delle Marche (2004) l'area è inserita in area franosa a basso rischio e pericolosità geologica moderata (R1-P1). Si rivelano morfologie di "richiamo" che si attuano con cambi di pendenza propri di un "solco di scarico" e apparenti scivolamenti allo stato quiescente, potenzialmente riattivabili alle mutate condizioni al contorno. A valle del sito progettuale, in corrispondenza di un impluvio ben impostato e fortemente inciso, è segnalato un fenomeno gravitativo a media pericolosità (P2).

INQUADRAMENTO GEOLOGICO-TETTONICO

Dal punto di vista dei caratteri tettonici, litotecnici e stratigrafici i terreni presenti nell'area di studio e nell'intorno significativo appartengono alla serie geologica del Pleistocene



IMMAGINE 1 - Il disegno illustra il sito di intervento indicando le zone più sensibili e soggette a potenziale dissesto e gli interventi di consolidamento idrogeologico effettuati

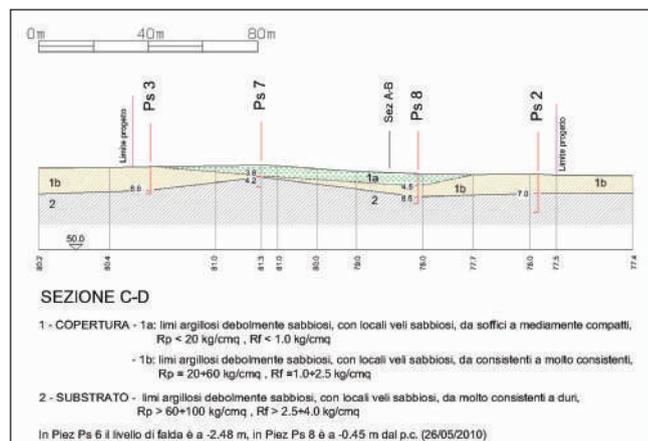


IMMAGINE 2 - Il disegno illustra la sezione geologica in corrispondenza del collettore drenante di raccordo



FOTO 1 - Fasi di montaggio di uno dei bracci della linea drenante. Si noti la guaina impermeabile al fondo del pannelli



FOTO 2 - Operazioni di posa in trincea del sistema drenante. Si noti come parte della trincea si già alloggiata in scavo mentre in fondo si prosegue con il montaggio della linea in sicurezza fuori dallo scavo

Le caratteristiche tessiturali dei terreni, in prevalenza limoso-argillosa, non dovrebbero consentire significative proprietà di drenaggio. La conducibilità idrica della matrice è da considerare da bassa a molto bassa, esprimibile da un coefficiente di permeabilità primaria K prossima a 1×10^{-8} m/sec. Sono tuttavia presenti abbondanti quantitativi idrici, con livello di saturazione prossimo al piano campagna, per infiltrazione e ritenzione, a causa dello stato di alterazione e decompressione delle coltri superficiali (permeabilità secondaria).

CAMPAGNA GEOGNOSTICA

La campagna geognostica si è avvalsa di:

- N° 5 test penetrometrici statici CPT Ps 1, Ps 2, Ps 3, Ps 4, Ps 5 - (fase A);
- N° 4 test penetrometrici statici CPT Ps 6, Ps 7, Ps 8, Ps 9 - (fase B);

eseguiti con sonda oleodinamica da 20 ton di spinta, approfonditi fino a $-13 \div -14$ m dall'attuale p.c., al rinvenimento di strati di terreno molto resistenti (substrato);

- N° 2 piezometri in PVC, microfessurati per il rilievo dei livelli statici di falda idrica e delle possibili oscillazioni nel tempo;
- Analisi geomeccaniche di laboratorio necessarie a definire le proprietà fisico-meccaniche e comportamentali delle porzioni più significative di terreno.

I piezometri hanno messo in evidenza i seguenti livelli di falda idrica:

Inferiore in facies pelitica con locali intercalazioni sabbiose. Si tratta di argille e argille marnose bioturbate, talora laminare, a frattura coincide con sottili strati, veli millimetrici e spalmature sabbioso-siltose che possono rendere evidente la stratificazione. Lo spessore dei livelli varia generalmente fra $0,2 \div 0,5$ m. Il colore proprio, allo stato integro, sfuma fra il grigio-giallastro e il grigio-azzurro.

In copertura sono presenti coltri di alterazione argilloso-limose, rimaneggiate e decomprese, di spessore variabile da luogo a luogo, prodotte dai processi esogeni, dalle azioni della gravità e da precedenti attività agricole. Al di sotto della copertura alterata è presente il substrato compatto, sovra-consolidato. Il comportamento è tipico delle "stiff fissured clays", in altre parole di un ammasso litoide discontinuo, le cui proprietà meccaniche sono condizionate dalle strutture.

Dal punto di vista geotecnico-classificativo i terreni in esame rientrano nella classe CH e subordinatamente CL (U.S.C.S.), è preponderante la classe A 7-6 (CNR UNI 10016). L'umidità naturale W_n è compresa tra il $20 \div 26\%$, l'indice plastico I_p è sempre $> 20\%$. Normalmente la frazione limosa è confrontabile con quella argillosa ($40 \div 45\%$), mentre la frazione sabbiosa è quasi sempre $< 10\%$, ma localmente può raggiungere il $25 \div 30\%$. I terreni risultano inattivi con $A < 0,75$.

Strutturalmente l'area è inserita nel fianco orientale della sinclinale Piagge – Monterado – Morro D'Alba, una struttura molto ampia e regolare con fianchi pressoché simmetrici. Gli strati a medio-bassa inclinazione, immergono a SO ovvero a traverso-banco rispetto al pendio in causa. Dal punto di vista tettonico non si rilevano anomalie o elementi di disturbo certi; tantomeno sono riconoscibili lineazioni da ricondurre a presunte attività sismiche.



FOTO 3 - Linea drenante in trincea con evidenza delle litologie di copertura e delle loro caratteristiche litologiche e tessiturali

PIEZOMETRI		Data d'installazione	Livello acqua sotterranea (-m dal p.c.)		
	Prof. dal p.c.		26.05.2010	28.06.2010	05.07.2010
Piez. Ps 6	9,20 m	20.05.2010	- 2,48 m	-1,75	-1,80
Piez. Ps 8	7,80 m	20.05.2010	- 0,45 m	-0,53	-0,61

Di fatto è stata riscontrata presenza di acqua nel terreno con livello piezometrico tra -0.45÷2.48 m dal p.c. (Maggio/Luglio 2010) ed esistono, quindi, le condizioni perché possa essere costantemente presente nel tempo. I terreni superficiali, a composizione prevalentemente fine, hanno evidenziato il raggiungimento della saturazione per imbibizione e ritenuta capillare e conseguentemente fenomeni di rigonfiamento e riduzione delle proprietà geotecniche. Tali fenomeni possono accentuarsi e aggravarsi nel tempo a seguito di stagioni particolarmente siccitose, per fenomeni di riduzione di volume nei terreni per disseccamento. Tale dinamica può produrre lo sviluppo della permeabilità secondaria e aumento della circolazione idrica nelle coltri superficiali alterate.

VERIFICHE DI STABILITÀ

A seguito della verifica della stabilità del pendio, sulla base delle pendenze ottenute con un rilievo plano-altimetrico di dettaglio e del modello geotecnico ricavato, si sono evidenziate situazioni di possibile instabilità delle coltri rimaneggiate.

Nell'ipotesi semplificata di falda variabile tra 0,0÷2,5 m dalla superficie del terreno, spessore della coltre potenzialmente instabile $Z = 4,0 \div 11,0$ m, fattore di resistenza coesivo nullo e angolo d'attrito ridotto fino a $\phi = 18^\circ$ (tra il picco e il residuo $14 \div 23^\circ$), la simulazione delle condizioni di stabilità globale propone:



FOTO 4 - Fasi di lavoro con i mezzi di scavo e di movimento terra. L'organizzazione del lavoro e velocità di posa hanno permesso la realizzazione dell'intero sistema drenante in meno di dieci giorni

1 - Per terreni con pendenza della superficie contenuta in $\beta = 7.0 \div 8.0^\circ$

	STATICO				
	<i>falda al p.c.</i>	<i>falda -1.0 m</i>	<i>falda -1.5 m</i>	<i>falda -2.0 m</i>	<i>falda -2.5 m</i>
F.s.	1,10÷1,15	1,23÷1,38	1,30÷1,49	1,37÷1,56	1,43÷1,64

2 - Per terreni con pendenza della superficie contenuta in $\beta = 9.0 \div 10.0^\circ$

	STATICO				
	<i>falda al p.c.</i>	<i>falda -1.0 m</i>	<i>falda -1.5 m</i>	<i>falda -2.0 m</i>	<i>falda -2.5 m</i>
F.s.	0,89÷0,87	1,00÷0,98	1,06÷1,03	1,11÷1,09	1,17÷1,14

Da quanto sopra si ricavano situazioni di stabilità accettabili solo per il caso 1. Per il caso 2 è richiesto un intervento di drenaggio tale da abbattere costantemente il livello d'acqua (pressioni interstiziali) fino a -2.0 m dal p.c. In tal modo si è in grado di incrementare le condizioni di sicurezza, in valore assoluto, di ca. il 25 % tra lo stato ante e post-operam.

INTERVENTI DI BONIFICA

In fase progettuale si è ritenuto indispensabile prevedere ed eseguire idonei presidi geotecnici per la bonifica delle coltri rimaneggiate mediante il controllo dell'acqua presente nel sottosuolo, capace di appesantire i terreni e procurare nel tempo lo scadimento delle loro proprietà geotecniche.

Per il raggiungimento degli scopi progettuali è stata realizzata la gestione e l'allontanamento delle acque superficiali per mezzo di idonee reti di raccolta, e la sottrazione delle acque sotterranee mediante l'adozione di sistemi di drenaggio a gravità, potendo altresì limitare e controllare gli effetti legati alla variazione di umidità nel terreno.

In particolare la realizzazione del sistema di trincee drenanti a gravità ha visto l'impiego di materiali modulari preassemblati. Questa tipologia di drenaggio è costituita da pannelli scatolari realizzati in rete metallica a doppia torsione rivestiti internamente con filtro geotessile separatore e di filtrazione scelto in base alle caratteristiche granulometriche dei terreni. Il nucleo drenante altamente poroso e filtrante è costituito da "ciottoli" di polistirolo stabile e impuntrescibile. Tali elementi modulari a pannelli si sostituiscono ai drenaggi classici realizzati in ghiaia, tubo dreno fessurato e geotessile non tessuto; forniscono notevoli vantaggi di ordine applicativo, logistico, geotecnico e soprattutto economico, se considerati nella gestione complessiva del cantiere.



FOTO 5 - Vista del pendio da valle. Sono evidenti le linee drenanti parallele già montate e pronte alla posa in scavo

L'instabilità dei terreni limoso-argillosi, plastici, appesantivi per ritenzione idrica e soprattutto l'inaffidabile tenuta dei fronti di scavo hanno privilegiato la soluzione di drenaggio preassemblato preparato e verificato in stabilimento, infine confezionato linearmente dalla superficie del terreno, all'esterno delle trincee e pronto da calare in sede, man mano che lo sterro stava avanzando.

La rete drenante posta in opera è costituita da 5 bracci drenanti di varie lunghezze compresa tra 50 e 160 metri lineari, per un totale di 580 metri. Tali bracci sono costituiti da pannelli drenanti preassemblati di dimensioni elementari di 2x1x0,30 metri posati ad una profondità media di circa 2,50 metri dal P.C. I bracci drenanti sono posizionati perpendicolarmente alle linee di livello secondo la direttrice di massima pendenza e confluiscono verso valle in un collettore di raccordo realizzato con una ulteriore linea drenante costituita da pannelli drenanti preassemblati simili ai precedenti ma dotati di un tubo dreno microfessurato preassemblato internamente alla base dei pannelli. Il tubo dreno in PEAD è a doppia camera: corrugata esterna di diametro 160mm, liscia interna di diametro 147mm.

Alla base dei dreni sono state impiegate guaine impermeabili al fine di evitare dispersioni idriche laterali o al di sotto delle linee drenanti. L'utilizzo del tubo all'interno del collettore permette l'efficace allontanamento delle acque raccolte dalle trincee lungo il pendio, evitando il sovraccarico idrico dovuto ai contributi delle singole trincee. Il sistema è monitorato attraverso una serie di pozzetti di ispezione posizionati alla confluenza tra ogni braccio di trincea e la trincea di raccordo alla base.

CONCLUSIONI

Dal punto di vista della funzionalità idraulica e geotecnica si osserva che il sistema drenante ha permesso, così come osservato dalle letture piezometriche autunnali, il controllo efficace della risalita di falda mantenendola costantemente depressa ai livelli di imposta dei drenaggi a -2,50 m dal p.c.

Dal punto di vista esecutivo si sottolinea come sia stato possibile realizzare una rete di drenaggio di oltre 700 metri di sviluppo complessivo in tempi molto brevi, risparmiando l'utilizzo ed il trasporto sulla viabilità principale e secondaria (le strade di accesso al cantiere impongono un percorso su strade rurali di alcuni chilometri) di oltre 250 metri cubi di materiali inerti. L'azione di due squadre di lavoro composte ognuna da un escavatore, un bobcat e due operai montatori ha permesso la realizzazione dell'intera rete di drenaggio in meno di dieci giorni lavorativi.

Durante i lavori sono stati raggiunti elevati criteri di sicurezza per il fatto che i pannelli, collegati preventivamente l'un l'altro dall'esterno, sono stati collocati manualmente in sede senza che alcuna maestranza dovesse accedere all'interno delle trincee di scavo.

L'intervento di bonifica sarà oggetto di monitoraggio dei livelli di falda, al fine di valutarne l'efficienza a regime, verificando nel tempo e a seguito delle stagioni piovose, le prestazioni e i tempi di risposta del sistema di drenaggio nei confronti del controllo dei livelli di falda.



FOTO 6 - Il dettaglio di uno dei pozzetti di raccordo tra trincee e collettore di base mette in evidenza la funzionalità del sistema drenante già attivo durante le fasi di posa