

Analisi dei fenomeni deformativi indotti dalla sequenza sismica emiliana del 2012 su un tratto di argine del Canale Diversivo di Burana (FE)

Tonni Laura,* Gottardi Guido,* Amoroso Sara,** Bardotti Roberto,*** Bonzi Luciana,****
 Chiaradonna Anna,[^] d'Onofrio Anna,[^] Fioravante Vincenzo,^{^^} Ghinelli Alessandro,*** Giretti
 Daniela,^{^^} Lanzo Giuseppe,[†] Madiati Claudia,*** Marchi Michela,* Martelli Luca,**** Monaco
 Paola,^{††} Porcino Daniela,[†] Razzano Roberto,[^] Rosselli Silvia,**** Severi Paolo,**** Silvestri
 Francesco,[^] Simeoni Lucia,^{††} Vannucchi Giovanni,*** Aversa Stefano^{††}

Sommario

L'articolo descrive uno studio riguardante i fenomeni deformativi osservati dopo il sisma dell'Emilia del maggio 2012 lungo un tratto di argine del Canale Diversivo di Burana che ricade nell'abitato di Scortichino, frazione del comune di Bondeno (FE). In questa porzione del rilevato arginale sono state edificate oltre un centinaio di abitazioni ed alcune strutture di medio-piccole dimensioni adibite ad attività produttive o a deposito, molte delle quali sono risultate pesantemente danneggiate e dichiarate inagibili proprio a causa delle deformazioni e del sistema di fratture longitudinali presenti nel terreno in seguito al terremoto.

Il contributo qui presentato si prefigge di analizzare la risposta sismica dell'argine durante la sequenza sismica del 2012, comprendere le cause dei dissesti nonché individuare le necessarie azioni di mitigazione e gli eventuali interventi di messa in sicurezza nei confronti di terremoti futuri. A questo scopo è stata condotta un'ampia campagna sperimentale di indagini in sito e in laboratorio, finalizzata alla ricostruzione di un accurato modello geotecnico per la valutazione delle condizioni di stabilità dell'argine in condizioni sismiche, portando in conto anche l'eventuale insorgenza di fenomeni di liquefazione nei terreni sabbiosi superficiali costituenti la fondazione del corpo arginale.

L'analisi illustrata è il risultato dell'attività di indagine svolta per più di un anno dal Gruppo di Lavoro Argini (GdLA), costituitosi nel luglio 2012 in seguito ad un accordo fra la Regione Emilia-Romagna e l'Associazione Geotecnica Italiana per la verifica delle condizioni di stabilità dei rilevati arginali nelle aree colpite dal terremoto.

1. Introduzione

Come è noto, la vulnerabilità di un rilevato arginale, intesa come la predisposizione di un argine a crollare o comunque ad essere danneggiato da un evento alluvionale, è generalmente associata a diversi fenomeni quali la filtrazione sotto o all'interno dell'argine, il sormonto, l'instabilità delle scarpate [VANNUCCHI *et al.*, 2014; SIMONINI *et al.*, 2014]. In occasione di un evento sismico, un ulteriore contributo alla vulnerabilità può derivare dalla liquefazione dell'argine o del terreno di fondazione, per effetto della quale possono verificarsi collassi per perdita

di capacità portante, instabilità delle scarpate, grandi cedimenti e spostamenti orizzontali che possono comunque determinare una marcata riduzione del franco.

Storicamente il problema della vulnerabilità sismica dei rilevati arginali è stato trascurato anche in paesi ad elevata sismicità come gli Stati Uniti e il Giappone. In quest'ultimo, ad esempio, si riteneva che la probabilità di occorrenza simultanea di un forte terremoto e di un'alluvione fosse molto bassa e conseguentemente si accettavano fattori di sicurezza per le verifiche sismiche anche inferiori all'unità, giudicando accettabile un periodo di due settimane per gli interventi di ripristino. La situazione è drasticamente cambiata a seguito dei terremoti di Koshi-Oki del 1993 [SASAKI *et al.*, 1994] e di Kobe del 1995 [MATSUO, 1996], soprattutto a causa dei forti danneggiamenti occorsi a lunghi tratti di argine e dei tempi molto lunghi necessari per gli interventi di ripristino, in special modo nel periodo invernale. Ciò ha portato anche all'emanazione di prescrizioni progettuali per la verifica in condizioni sismiche di nuovi rilevati arginali [SUGITA e TAMURA, 2008]. Il recente terremoto di Tohoku del 2011, con la sua vasta casi-

* Università di Bologna

** INGV

*** Università di Firenze

**** Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli, Regione Emilia-Romagna

[^] Università di Napoli Federico II

^{^^} Università di Ferrara

[†] Sapienza Università di Roma

^{††} Università dell'Aquila

[†] Università Mediterranea di Reggio Calabria

^{††} Università di Napoli Parthenope

stica sulla risposta sismica di rilevati arginali [SASAKI *et al.*, 2012; TOWHATA, 2014], ha da un lato messo in evidenza che la causa principale dei danneggiamenti e dei fenomeni di rottura osservati è attribuibile alla liquefazione del terreno di fondazione, e dall'altro ha consentito di accertare il soddisfacente comportamento in condizioni sismiche di argini che erano stati soggetti ad interventi di messa in sicurezza. Anche negli Stati Uniti si è recentemente raggiunta piena consapevolezza dell'importanza della problematica (*e.g.* KWAK *et al.*, 2012), come testimoniano i lavori di ATHANASOPOULOS-ZEKKOS e SAADI [2012] e ATHANASOPOULOS-ZEKKOS e SEED [2013] che descrivono uno studio sistematico sulla risposta dinamica di alcuni rilevati arginali e propongono una procedura semplificata per valutare la suscettibilità alla liquefazione.

In Italia, se si eccettua un limitato numero di studi, fra i quali quello recentemente condotto sugli argini del fiume Po e illustrato nei lavori di PERGALANI *et al.* [2013]; GIRETTI *et al.* [2013]; MARTELLI *et al.* [2014] e MERLI *et al.* [2014], il problema della vulnerabilità sismica dei rilevati arginali è stato generalmente tenuto in scarsa considerazione, quantomeno fino alla sequenza sismica che nel maggio 2012 ha gravemente colpito un ampio settore della pianura padana emiliana, tra le province di Modena e Ferrara. Tale sequenza è stata causa, tra gli altri, di significativi dissesti in alcuni rilevati arginali presenti nell'area del sisma, innescando deformazioni, fratture e fenomeni di liquefazione.

Una delle strutture arginali risultata maggiormente danneggiata dal sisma è senz'altro quella del Canale Diversivo di Burana, in corrispondenza di un tratto di circa 3 km situato nella frazione di Scortichino (comune di Bondeno, FE), lungo il quale sono stati osservati importanti sistemi di fratture longitudinali e numerosi danneggiamenti alla strada comunale e ai manufatti realizzati in cresta al rilevato.

Al fine di analizzare la risposta di questa porzione di argine durante la sequenza sismica, comprendere le cause dei dissesti osservati e suggerire le necessarie azioni di mitigazione, la Regione Emilia-Romagna ha promosso un approfondito studio [GOTTARDI *et al.*, 2014] sui fenomeni deformativi avvenuti e, in accordo con l'Associazione Geotecnica Italiana, ne ha affidato l'incarico ad un Gruppo di Lavoro (Gruppo di Lavoro Argini, GdLA) costituito da una ventina di docenti e ricercatori afferenti a diverse università italiane, molte delle quali già coinvolte nella rete di laboratori ReLUIS, e da tecnici esperti del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli regionale.

Il presente lavoro descrive l'ampia campagna sperimentale di indagini in sito e in laboratorio programmata dal GdLA al fine di pervenire a un accurato modello geotecnico del rilevato arginale e del suo substrato, illustra i principali risultati delle analisi di stabilità in condizioni sismiche e, una volta indivi-

duati i meccanismi ritenuti responsabili dei fenomeni deformativi osservati, suggerisce alcune strategie di intervento per mitigare la vulnerabilità della struttura arginale nei confronti di eventi sismici futuri.

2. Il Canale Diversivo di Burana e i danneggiamenti osservati in occasione della sequenza sismica del 2012

Il Canale Diversivo di Burana, progettato nel 1884 dall'Ufficio del Genio Civile di Modena, è la principale arteria del Bacino delle Acque Alte Modenesi. Nel periodo autunno – inverno raccoglie, attraverso una fitta rete di canali secondari, le acque meteoriche provenienti dalle campagne e da diversi centri urbani, recapitandole a gravità o per scolo meccanico nel fiume Panaro, mentre nella stagione estiva è uno dei vettori principali del sistema idraulico irriguo di quasi tutta la pianura modenese compresa tra i fiumi Secchia e Panaro.

Il canale raggiunge l'abitato di Scortichino (Fig. 1) nella parte finale del suo percorso, ove segue il cosiddetto *ramo della Lunga di Panaro* e risulta pensile. Lungo questo tratto, nelle aree in cui la cresta del rilevato arginale è più ampia, sono stati costruiti nel tempo oltre un centinaio di edifici ad uso abitativo, generalmente organizzati in piccoli insediamenti, insieme ad un limitato numero di capannoni adibiti a depositi e strutture produttive di piccole dimensioni. Dopo gli eventi del maggio 2012, molte di queste costruzioni sono state dichiarate inagibili perché interessate da una serie di dissesti, quali distacchi e rotazioni di corpi di fabbrica originariamente accostati, lesioni nei muri delle abitazioni e danneggiamenti strutturali, senz'altro associabili al sistema di fratture osservato nel terreno, in corrispondenza della cresta dell'argine.

Tali fenomeni non si sono tuttavia manifestati con la stessa estensione ed intensità sull'intero tratto arginale, ma hanno interessato in maniera più significativa quattro aree, indicate in figura 1 con le lettere A, B, C e D, situate a distanza di circa 1 km l'una dall'altra. La figura 2 propone una selezione delle tipiche lesioni riscontrate dopo il sisma. In particolare, le immagini (a) e (b) si riferiscono alle aree A e B e mostrano come le fratture longitudinali formatesi nel terreno, di apertura generalmente dell'ordine di qualche centimetro, proseguano anche attraverso gli edifici da esse intercettati. Le fratture si sono sviluppate principalmente nella parte del coronamento arginale prospiciente il canale, benché siano state rilevate fessurazioni longitudinali non trascurabili anche lungo la strada comunale che corre in prossimità del paramento lato campagna. Le successive due immagini (c) e (d) illustrano invece alcuni dei gravi danneggiamenti osservati nei fabbricati dell'area C: questa porzione di argine è stata interessata dal più

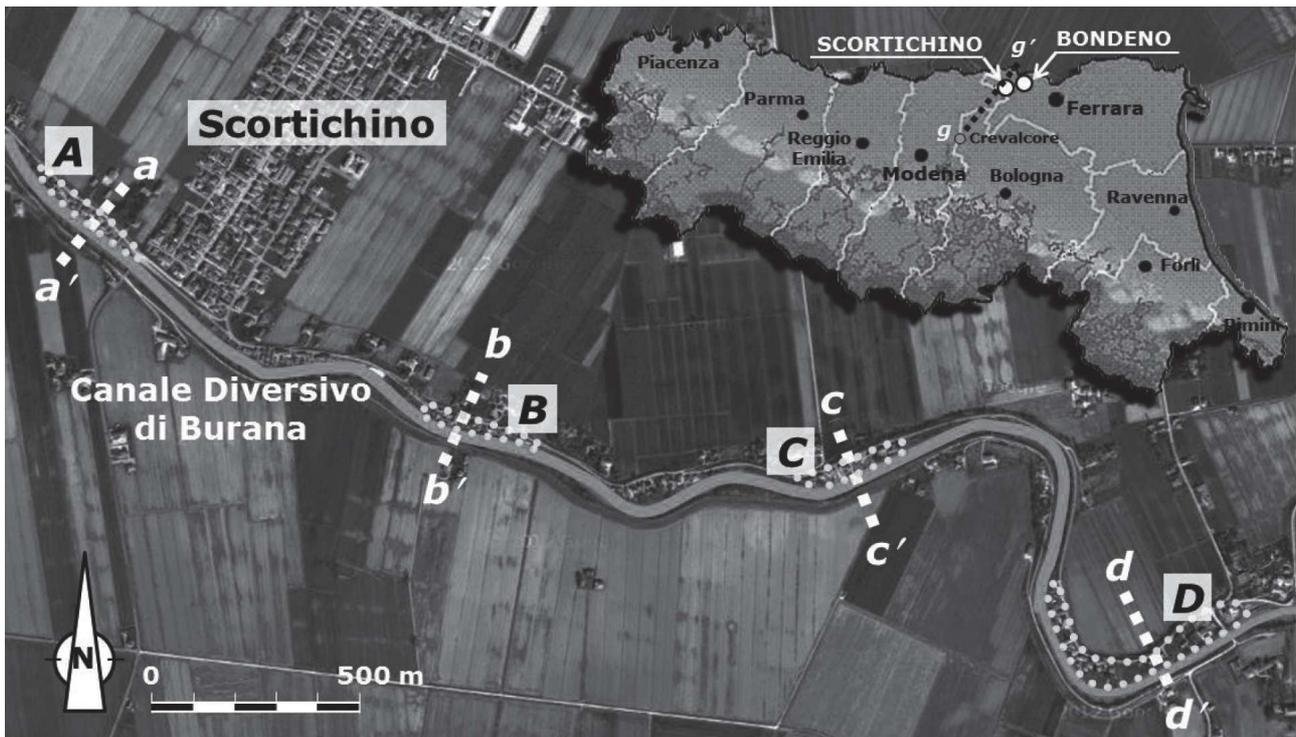


Fig. 1 – Vista aerea del tratto di argine danneggiato, con l'indicazione delle quattro sezioni oggetto di studio.

Fig. 1 – Aerial view of the damaged bank stretch and location of the investigated cross-sections.

ampio sistema di fratture nel terreno e dai dissesti strutturali più significativi, tali da determinare anche l'immediata demolizione del capannone rappresentato in figura 2d.

3. Sismicità storica dell'area e sequenza sismica del 2012 (cenni)

Secondo le fonti storiche, il settore della Pianura Padana colpito dalla sequenza sismica del 2012, tra le province di Modena e Ferrara, ricade in un'area a sismicità relativamente moderata, con terremoti che hanno prodotto effetti sino all'VIII grado della scala *Mercalli-Cancani-Sieberg* (*MCS*). Il terremoto più rilevante per l'area in esame è quello di Ferrara del 17 Novembre 1570, il cui epicentro è stimato essere a circa 35 km da quelli degli eventi sismici del 2012 e parametrizzato nei cataloghi [ROVIDA *et al.*, 2011] con un'intensità $I_{MCS} = VII-VIII$ (magnitudo momento, $M_w = 5.46$). Si trattò di una lunga sequenza composta da scosse principali multiple, con repliche protrattesi sino ai primi mesi del 1572. L'evento causò fenomeni di liquefazione in diverse località, fratture nel terreno e cambiamenti del regime delle acque di superficie [GALLI, 2000]; il comune di Bondeno subì effetti stimati del VII grado *MCS*, mentre Cento e Finale Emilia del VI *MCS* [GALLI *et al.*, 2012]. Altre crisi sismiche di una certa rilevanza, non inserite nei cataloghi ma descritte nel recente lavoro di CASTELLI

et al. [2012], si sono verificate nel 1639, 1761 e 1778, con epicentri situati rispettivamente tra Finale Emilia e Carpi, tra Mirandola, Carpi e Modena e, infine, nell'area compresa tra Rovereto sulla Secchia, Concordia sulla Secchia e Carpi.

In tempi più recenti, il settore settentrionale della provincia di Modena è stato scenario di due eventi sismici di magnitudo medio-bassa, riconducibili alla stessa struttura di faglie attivate nel corso della sequenza del 2012: il primo è avvenuto il 6 dicembre 1986 ($M_w = 4.35$), con effetti del VI grado *MCS* riportati a Bondeno, Finale Emilia, Gavello e Scortichino, mentre il secondo risale all'8 maggio 1987 ($M_w = 4.56$), con effetti di VI *MCS* a Camposanto, Finale Emilia, Massa Finalese e San Felice sul Panaro. Ulteriori, recenti scosse di magnitudo moderata, avvenute al limite occidentale dell'area colpita dal sisma del 2012, sono riportate nel catalogo DBMI11 [LOCATI *et al.*, 2011].

La sequenza sismica del maggio 2012 è stata caratterizzata da due scosse principali, di magnitudo locale $M_L = 5.9$ e $M_L = 5.8$, registrate rispettivamente il 20 maggio (04:03 ora locale) e il 29 maggio (09:00 ora locale), e da oltre un centinaio di altre scosse di $M_L > 3$ avvenute per lo più nei quindici giorni successivi al primo evento. Fra queste, figurano cinque *aftershocks* di magnitudo $M_L > 5$.

Una sintesi dell'andamento dell'attività sismica in Emilia fino al 30 giugno 2012, rappresentata sia in termini di numero di eventi per giorno, distinti per

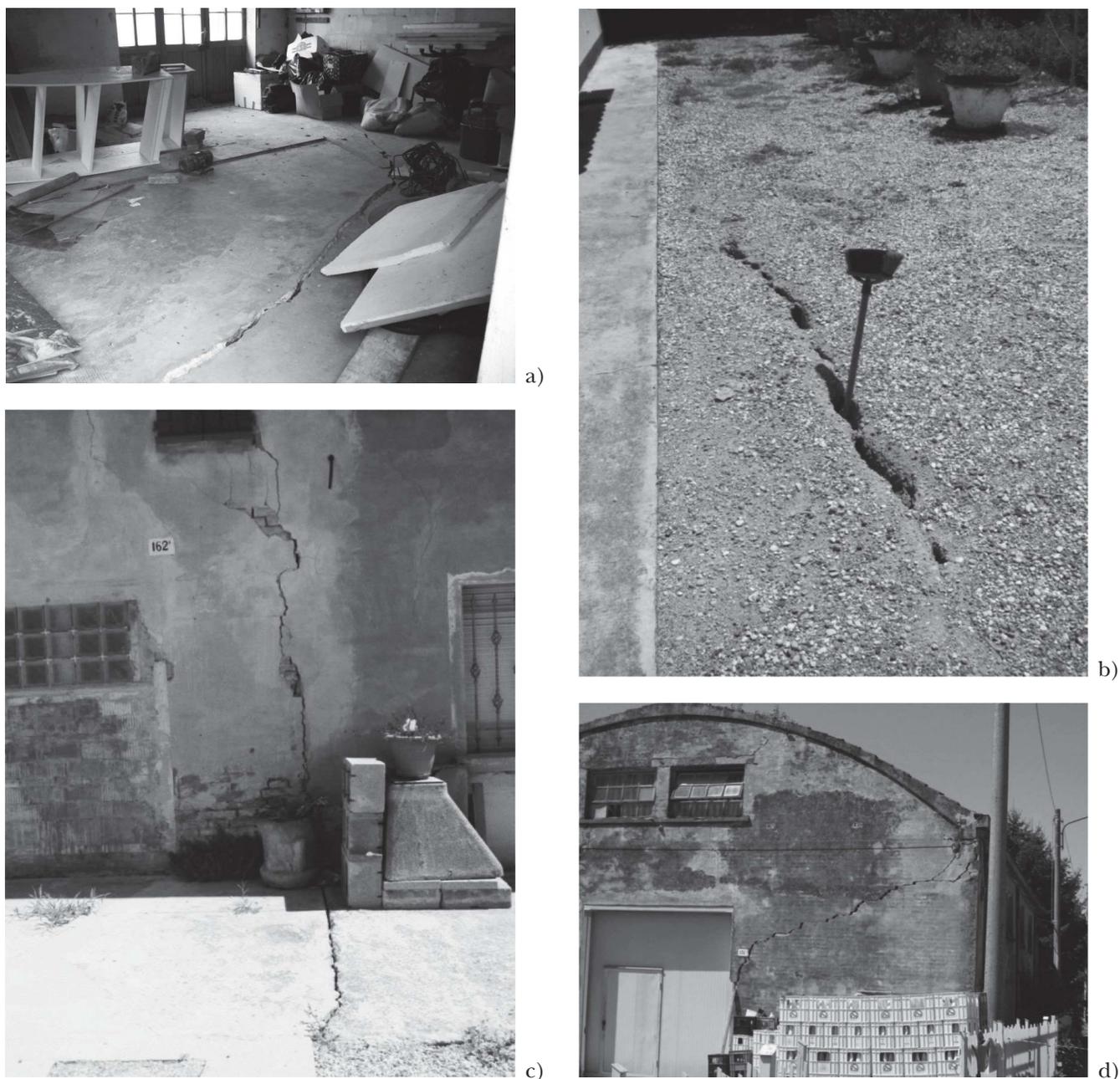


Fig. 2 – Esempi di fratture nel terreno e dissesti agli edifici causati dal sisma nelle aree di indagine A: a); B: b); e C: (c, d).

Fig. 2 – Typical seismic-induced soil fractures and damages to structures observed in areas A: a); B: b); and C: (c, d).

magnitudo, sia in termini di numero complessivo delle scosse, è riportata in figura 3 (Fonte: ISIDE, Italian Seismological Instrumental and parametric DatabasE, ISIDE Working Group, 2010). L'evento principale del 20 maggio è stato seguito da due *aftershocks* di magnitudo $M_L = 5.1$, il primo registrato dopo circa 4 minuti, il secondo a distanza di qualche ora e, nel corso dei tre giorni successivi, da altre 68 scosse con $M_L > 3$ e 240 scosse minori; anche l'evento del 29 maggio è stato seguito, nello stesso giorno, da altri due *aftershocks* con $M_L > 5$. Dalla curva cumulata di figura 3 emerge inoltre che il tasso di sismicità nell'area si è mantenuto elevato fino all'inizio del mese di

giugno. Per dettagli sui parametri del moto sismico, la cui illustrazione esula dallo scopo di questo contributo, si rimanda al lavoro di FIORAVANTE *et al.* [2013].

Un aspetto peculiare della crisi sismica del 2012 è rappresentato dal progressivo spostamento degli epicentri verso Ovest, con il conseguente allargamento dell'area di massimo danneggiamento: le coordinate epicentrali del primo evento (44.89° Lat. Nord, 11.23° Long. Est) identificano infatti un punto ubicato tra gli abitati di Mirandola e Finale Emilia, mentre quelle del secondo evento (44.85° Lat. Nord, 11.09° Long. Est) corrispondono ad un punto prossimo a Medolla, distante circa

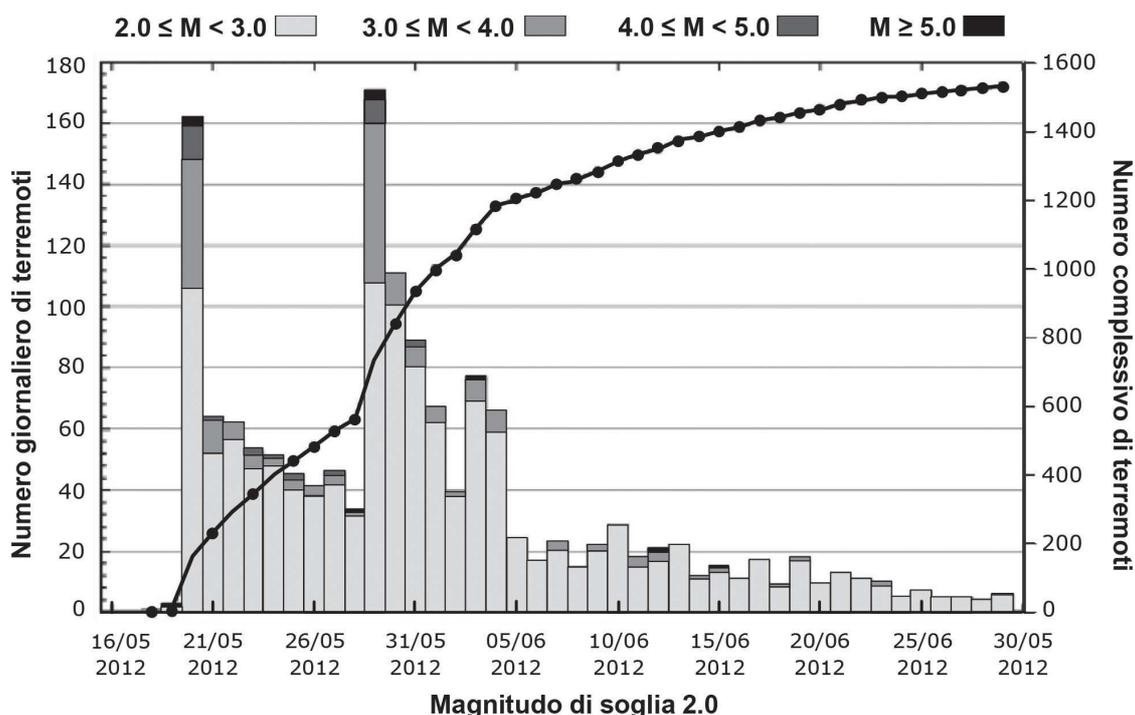


Fig. 3 – Istogramma della sequenza sismica emiliana fino al 30 giugno 2012 e curva cumulata del numero di eventi in funzione del tempo (Fonte: <http://iside.rm.ingv.it>).

Fig. 3 – Histogram of the Emilia seismic sequence until end of June 2012, described in terms of number of events per day and magnitude, together with the cumulative curve of events with time (continuous line) (Source: <http://iside.rm.ingv.it>).

10 km in direzione WSW dall'epicentro della scossa del 20 maggio. L'area complessivamente interessata dalle repliche risulta pertanto piuttosto ampia e si estende approssimativamente per 50 km in direzione Est-Ovest e 15 km in direzione Nord-Sud. Le profondità ipocentrali variano nell'intervallo 0 - 40 km, anche se nella maggior parte dei casi non superano i 10 km. I dati della sequenza sismica del 2012 indicano che si sono attivate due faglie inverse, facenti parte del sistema tettonico compressivo dell'area, sepolte al di sotto di una spessa copertura di sedimenti della piana del Po [MELETTI *et al.*, 2012].

Tra gli effetti ambientali osservati in occasione degli eventi del 2012, uno tra i più rilevanti è senz'altro rappresentato dai diffusi ed estesi fenomeni di liquefazione riscontrati principalmente nella porzione occidentale della provincia di Ferrara, in corrispondenza o nelle vicinanze di paleoalvei fluviali, canali di derivazione e conoidi di rotta dei fiumi Secchia, Panaro e Reno. Tali fenomeni si sono manifestati sotto forma di crateri e vulcanelli, fuoriuscite di acqua e sabbia, crepe, rotture nel terreno e dislocazioni, abbassamenti e sollevamenti del terreno, movimenti orizzontali (*lateral spreading*). Un'ampia descrizione di essi è reperibile, ad esempio, nei lavori di FIORAVANTE *et al.* [2013] e VANNUCCHI *et al.* [2012].

4. Inquadramento geologico e geomorfologico dell'area

Come già accennato nella sezione precedente, la sismicità del settore della Pianura Padana colpito dalla sequenza sismica del 2012 è legata soprattutto all'attività di faglie compressive sepolte note come Pieghe Ferraresi [MARTELLI e MARZIALI, 2012].

Il sottosuolo dell'area epicentrale è costituito da una successione alluvionale formata da alternanze di orizzonti spessi alcuni metri, talora decametrici, di terreni a grana fine (limi e argille) e granulari (prevalenti sabbie), riferibili a due cicli deposizionali principali: il più antico, noto come Sintema Alluvionale Emiliano-Romagnolo Inferiore (AEI), ha età compresa tra 650.000 e 450.000 anni mentre il più recente, noto come Sintema Alluvionale Emiliano-Romagnolo Superiore (AES), ha età inferiore a 450.000 anni. Questa successione alluvionale poggia generalmente su depositi marini e transizionali del Pleistocene inferiore e medio.

Lo spessore dei sedimenti alluvionali varia in funzione della geometria delle Pieghe Ferraresi: queste infatti sono costituite da due dorsali principali, una più interna (Dorsale di Mirandola) con culminazione tra Novi di Modena, Mirandola e Poggio Renatico, e una più esterna (Dorsale di Ferrara) con culminazione tra Bondeno, Occhiobello e Ferrara (Fig. 4). Nelle aree di sinclinale lo spessore

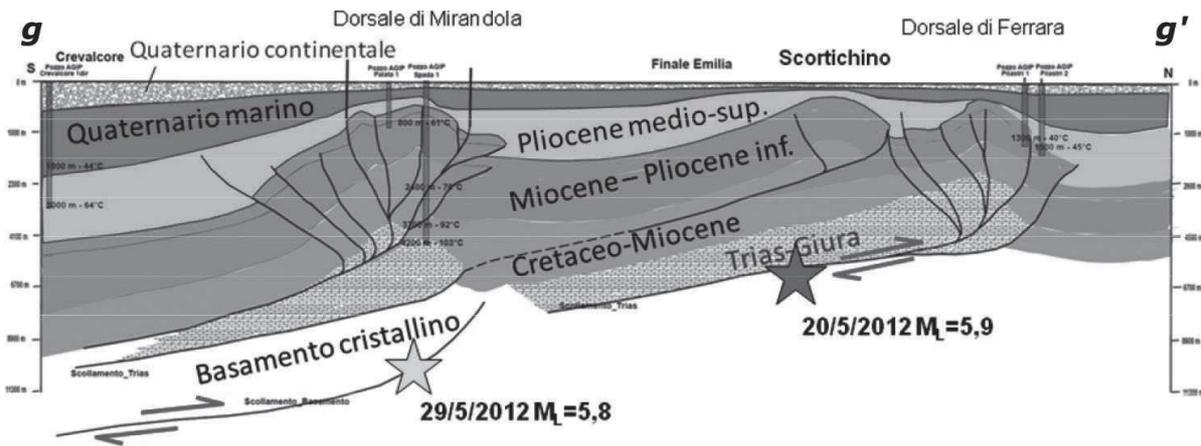


Fig. 4 – Sezione geologica ($g-g'$, cfr. Fig. 1) da Crevalcore (BO) a Felonica (MN) con proiezione degli ipocentri delle scosse principali del 20 e del 29 Maggio 2012.

Fig. 4 – Geological setting along a cross-section ($g-g'$ in Fig. 1) from Crevalcore (BO) to Felonica (MN), with projections of the 20 and 29 May event hypocenters.

delle alluvioni supera i 500 metri, mentre nelle aree di anticlinale tale spessore si riduce fino a 100 m ed il substrato marino risulta talora fortemente eroso, con estese lacune stratigrafiche: ad esempio, tra Novi di Modena e Medolla, sull'alto delle Pieghe Ferraresi interne, il tetto del substrato si colloca a profondità inferiori a 100 metri ed è costituito da argille e sabbie marine del Pliocene Inferiore, mentre tra Bondeno e Occhiobello, sull'alto delle Pieghe Ferraresi esterne, il tetto del substrato è costituito da marne di età oligo-miocenica.

La quota del piano campagna dell'area epicentrale varia da circa 25-30 m s.l.m. nella zona Ovest (Novi di Modena) a circa 10-15 m s.l.m. nella zona Est (Vigarano Mainarda). I pochi rilievi presenti, elevati fino a 8-10 m rispetto al piano campagna, sono costituiti da rilevati stradali e ferroviari e dagli argini dei corsi d'acqua. Questi ultimi hanno in parte origine naturale: si tratta infatti di dossi corrispondenti a sistemi canale-argini depositi dal Po e dai suoi affluenti appenninici (Secchia, Panaro e Reno). La stratigrafia di questi dossi è in genere costituita da fitte alternanze di livelli decimetrici di limi, limi sabbiosi, sabbie fini e sabbie limose.

Anche nell'area di Scortichino l'unico rilievo è costituito dal sistema arginale, orientato circa Est-Ovest, del Canale Diversivo, risultato dell'attività deposizionale del fiume Panaro (Fig. 1). La quota del piano campagna, alla base dell'argine settentrionale (sponda di Scortichino), diminuisce da Ovest verso Est, da 9-10 m nella zona dell'abitato a 8-9 m in corrispondenza dell'ansa tra le località Malcantone e Guattarella; la sommità dell'argine ha quote di 16-17 m s.l.m. a Ovest del ponte di Scortichino e di circa 15-16 m s.l.m. nei pressi del ponte della Guattarella.

La successione alluvionale è qui spessa circa 120 m e poggia su depositi marini del Plio-Pleistocene: lo

spessore ridotto è dovuto al fatto che Scortichino si colloca su un alto secondario del fianco meridionale della dorsale più esterna delle Pieghe Ferraresi. Tale successione è costituita da prevalenti sabbie, con intercalazioni di orizzonti limoso-argillosi, per gran parte dello spessore, circa 100 m, riferibili al Sintema Alluvionale Emiliano-Romagnolo Superiore, al cui interno sono riconoscibili quattro cicli sedimentari, separati da importanti discontinuità stratigrafiche. I depositi del Sintema Alluvionale Emiliano-Romagnolo Inferiore, che costituiscono la parte inferiore della successione alluvionale, sono in gran parte erosi per la presenza dell'alto strutturale.

5. Il programma delle indagini

Come già anticipato nei paragrafi precedenti, lo studio proposto ha riguardato l'argine del Canale Diversivo nel tratto in cui questo scorre attraverso l'abitato di Scortichino. Sulla base delle evidenze emerse nel corso dei sopralluoghi, peraltro già commentate nella sezione 2, si è deciso di focalizzare l'attenzione sulle quattro aree A, B, C e D (cfr. Fig. 1) maggiormente colpite dai dissesti e pertanto ritenute più critiche e significative. Al loro interno sono stati individuati allineamenti preferenziali (le sezioni $a-d'$, $b-b'$, $c-c'$ e $d-d'$) lungo cui effettuare le prove in sito previste dal programma sperimentale. Le indagini sono state intensificate in corrispondenza dell'area C, con una serie di prove integrative collocate al di fuori dell'allineamento principale $c-c'$, a causa del sistema di fratture particolarmente significativo e degli ampi danneggiamenti strutturali ivi osservati.

La figura 5 riporta le geometrie delle quattro sezioni di indagine, ottenute dal rilievo topografico effettuato dopo il sisma e basato sulla tecnica di ri-

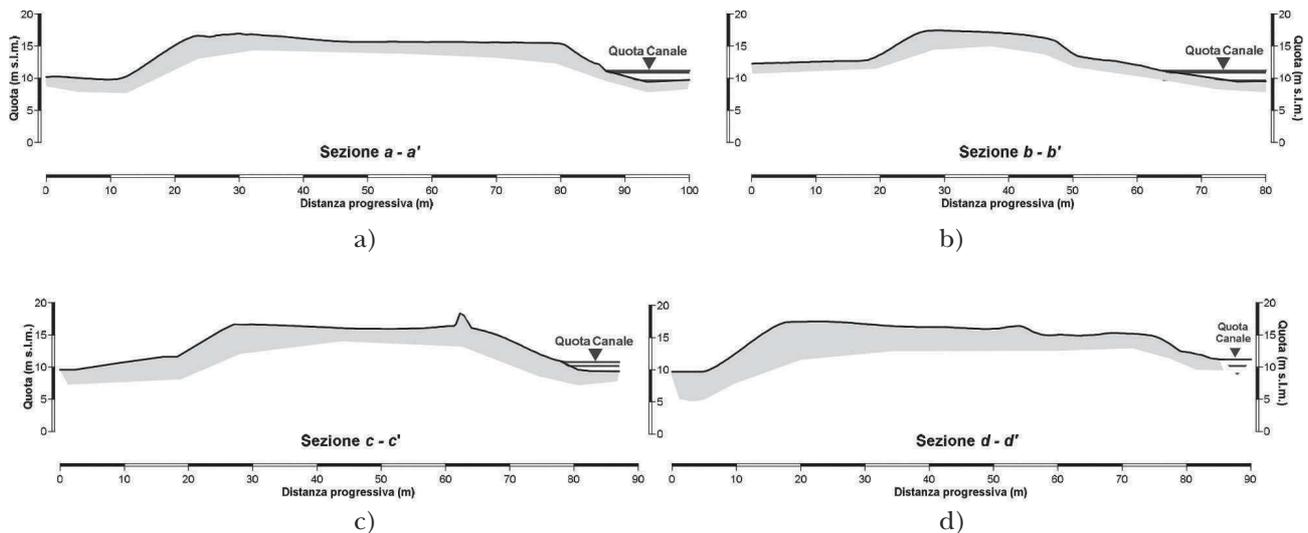


Fig. 5 – Profili morfologici delle quattro sezioni di analisi: a) $a - a'$; b) $b - b'$; c) $c - c'$; d) $d - d'$.

Fig. 5 – Morphological profiles of the investigated riverbank cross-sections: a) $a - a'$; b) $b - b'$; c) $c - c'$; d) $d - d'$.

levamento satellitare Global Navigation Satellite Systems (GNSS), secondo procedure in grado di fornire precisioni dell'ordine di alcuni centimetri. L'altezza dell'argine varia da un minimo di circa 5 metri, in corrispondenza della sezione $b-b'$, ad un massimo di circa 8 metri nella sezione $d-d'$, dove è massima anche l'ampiezza della cresta del rilevato (approssimativamente 55 metri); i profili riportati in figura evidenziano inoltre che il paramento sul lato campagna è generalmente più acclive di quello sul lato del canale e risulta caratterizzato da una pendenza prossima al 60%. Infine, la morfologia della sezione $c-c'$ rivela la presenza di un recente cumulo di terra alto più di 2 metri, collocato all'estremità della cresta arginale, sul lato del canale.

Il programma di prove in sito, finalizzato alla definizione del profilo stratigrafico e alla caratterizzazione geotecnica dei sedimenti presenti, è complessivamente consistito in 5 sondaggi a carotaggio continuo con prelievo di 29 campioni indisturbati, 12 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) e 4 prove con dilatometro sismico (SDMT). Come indicato in figura 6, per ogni sezione analizzata sono state previste almeno tre verticali di indagine dalla sommità dell'argine e una collocata al piede del rilevato. Le prove CPTU e SDMT eseguite dal coronamento sono state generalmente spinte fino a 30-35 m di profondità, mentre quelle realizzate lato campagna sono state arrestate a circa 25 m.

I sondaggi, tutti realizzati dalla sommità del rilevato arginale, hanno raggiunto profondità variabili tra 20 e 30 metri: solo il sondaggio S3, collocato nell'area interessata dai dissesti più gravi, è stato spinto fino a 50 m, allo scopo di esaminare la situazione stratigrafica a maggior profondità. I fori S1 ed S3 sono stati successivamente strumentati con due inclinometri, profondi 20 metri, mentre in S2, S4 ed

S5 sono stati installati dei piezometri a tubo aperto tipo "Norton", il cui tratto finestrato risulta rispettivamente collocato tra le profondità di 12 e 20 metri, 16 e 20 metri, 12 e 20 metri.

A completamento di questo gruppo di indagini, sono state effettuate anche prove di permeabilità con metodo Lefranc.

L'articolato programma di prove di laboratorio, svolto presso le sedi universitarie di Firenze, Napoli Federico II, Reggio Calabria e Roma Sapienza, è stato messo a punto allo scopo di caratterizzare, sia in campo statico sia in campo dinamico, le diverse unità stratigrafiche che costituiscono il corpo arginale ed il relativo substrato. Nel complesso sono state eseguite 12 prove triassiali consolidate-non drenate (TX CIU), su terreni sia a grana fine sia a grana grossa, 4 prove di taglio diretto (TD), 4 prove di taglio torsionale ciclico (CTS) e 4 prove di colonna risonante (RC) su terreni a grana fine e, infine, 4 prove di taglio semplice ciclico (CSS) e 5 prove di taglio semplice ciclico con doppio provino (DSDSS) su terreni a grana grossa. In generale, le prove sono state eseguite su provini estrusi direttamente dai campioni; la ricostituzione dei provini, effettuata con il metodo della deposizione in acqua, si è resa necessaria per un solo campione di sabbia medio-fine prelevato dal sondaggio S1 e sottoposto a prove CSS.

5.1. Interpretazione delle prove in sito

L'esame delle stratigrafie ricavate dai diversi sondaggi ha permesso di riconoscere, in corrispondenza di tutte le sezioni studiate, uno strato superiore abbastanza eterogeneo, di spessore mediamente pari a 9-10 m, caratterizzato da un'alternanza di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi. Nei primi 6-7 m di

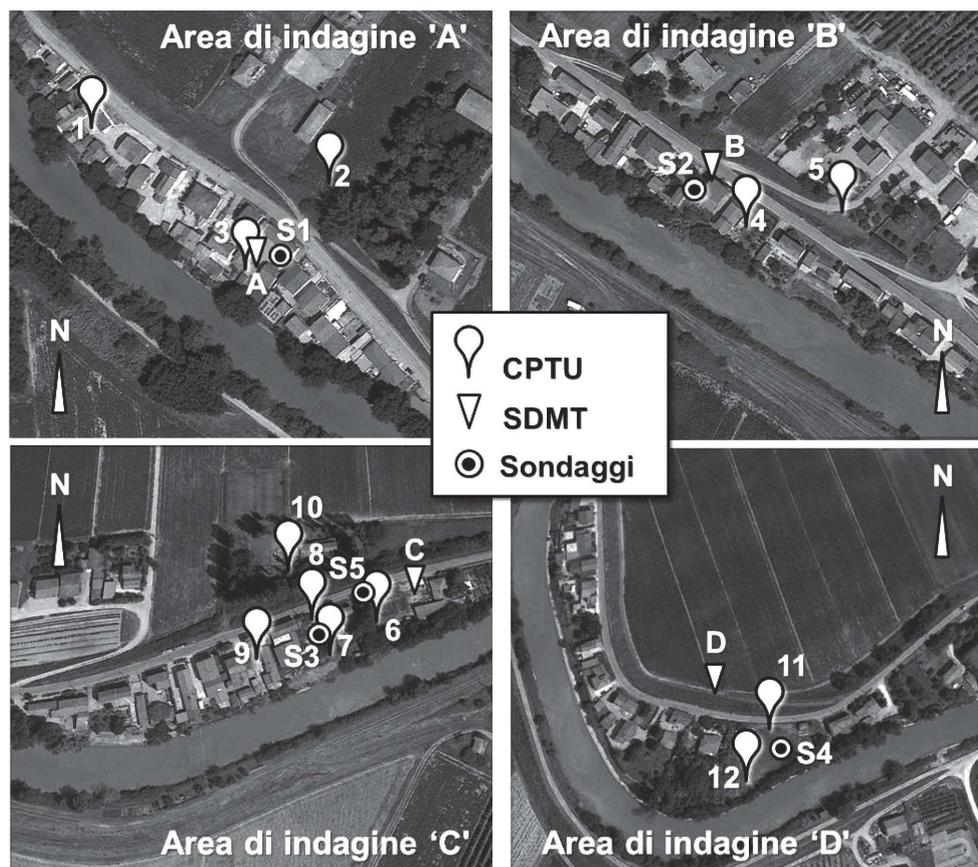


Fig. 6 – Posizione delle prove in sito in corrispondenza delle quattro aree di indagine.

Fig. 6 – Location of in situ tests performed in the four selected areas.

profondità, tale orizzonte stratigrafico costituisce il corpo arginale, di origine artificiale, ed è stato denominato Unità AR, mentre i terreni sottostanti, riferibili ad un ambiente di argine naturale o rotta fluviale, sono stati identificati come Unità B. Al di sotto di questo orizzonte stratigrafico è presente un livello argilloso/limo-argilloso con sottili intercalazioni di torba e materiale organico, denominato Unità C e generalmente di spessore inferiore a 3 m. Seguono, per i successivi 40 metri, le sabbie medio-grossolane o molto grossolane grigie dell'Acquifero Padano (Unità A) al cui interno sono state individuate, a profondità comprese tra 30 e 34 m dalla sommità dell'argine, lenti di argilla/argilla limosa.

La situazione appena descritta risulta approssimativamente comune a tutto il tratto di argine esaminato, anche se da un attento confronto delle colonne stratigrafiche desunte dai sondaggi disponibili e riportate nel quadro d'insieme di figura 7 emerge una certa variabilità spaziale in direzione longitudinale, sia in termini di spessore delle unità presenti sia in termini di composizione delle unità AR e B (che possono risultare a predominanza talvolta sabbiosa, talvolta limosa).

L'esame dei profili penetrometrici e dilatometrici ha permesso in generale di riconoscere la stessa

successione di unità stratigrafiche ottenute dai sondaggi, confermando quindi una sostanziale coerenza delle informazioni raccolte con i diversi strumenti di indagine.

Per quel che riguarda le prove CPTU, di cui si riportano in figura 8 i profili di resistenza alla punta corretta q_t ed attrito laterale f_s relativi alle sole indagini effettuate dalla sommità dell'argine nell'area di indagine C, l'approccio utilizzato per la definizione della stratigrafia è quello proposto da ROBERTSON [2009], basato su un indice di comportamento del materiale I_{cn} (*Soil Behaviour Type Index*) calcolato a partire dalle resistenze penetrometriche normalizzate Q_n e F_r . I risultati ottenuti dall'applicazione del metodo, espressi come di consueto in termini di "classe di comportamento del terreno" (*SBT, Soil Behaviour Type*), sono illustrati a titolo di esempio in figura 9 con riferimento alla prova CPTU 7, situata in corrispondenza della sezione d'indagine c-c'. Il grafico permette di apprezzare la complessa alternanza di limi argillosi, limi, limi sabbiosi (rispettivamente corrispondenti alle classi di comportamento 3, 4 e 5) che caratterizza il corpo arginale fino alla profondità di 8-10 metri.

La classificazione dei terreni presenti è stata effettuata anche sulla base delle misure provenienti

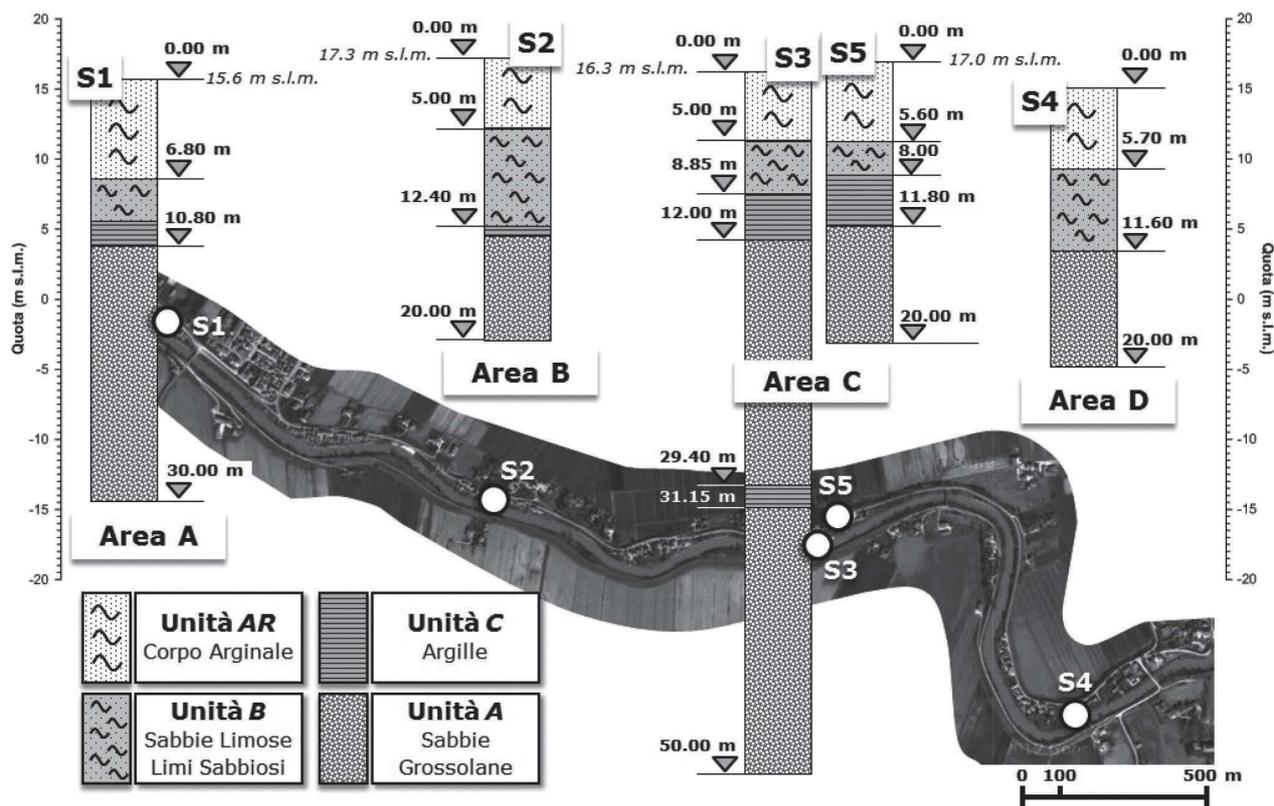


Fig. 7 – Stratigrafie dei sondaggi eseguiti lungo il tratto di argine.

Fig. 7 – Soil stratigraphy obtained from boreholes performed at different locations of the bank stretch.

dalle prove SDMT, facendo riferimento al noto indice di materiale I_D [MARCHETTI, 1980; MARCHETTI e CRAPPS, 1981], il cui valore è da ritenersi rappresentativo del comportamento meccanico del deposito ma non necessariamente della sua reale distribuzione granulometrica. I profili di I_D relativi alle 4 verticali esaminate sono riportati in figura 10 unitamente all'andamento con la profondità del modulo dilatometrico E_D , dell'indice di spinta orizzontale K_D e della velocità di propagazione delle onde di taglio V_S .

L'interpretazione dei profili di pressione interstiziale u rilevata durante le indagini CPTU, e ancor più l'esame delle pressioni p_2 misurate nelle prove SDMT in fase di depressurizzazione della membrana [MARCHETTI *et al.*, 2001], hanno permesso di formulare alcune preliminari ipotesi in merito all'eventuale falda presente nell'argine, suggerendo la presenza di due distinti livelli piezometrici lungo una stessa verticale: il livello superiore, collocato generalmente a 4-5 metri di profondità dalla cresta dell'argine, interessa parte dell'unità arginale AR e l'intero strato sabbioso-limoso della sottostante Unità B, mentre quello profondo, a circa 7-8 metri, governa il regime delle pressioni neutre all'interno dello strato di sabbie grossolane dell'acquifero padano.

Questa ipotesi è stata successivamente confermata da ripetuti rilievi effettuati ai piezometri a tubo aperto installati nei fori di sondaggio S2, S4 ed S5, a

due pozzi freatici già presenti in prossimità dell'area di indagine B e ad un ulteriore pozzo poco distante dall'area D, profondo 10 metri e monitorato in continuo dal mese di ottobre 2013. Infatti, la falda captata dagli strumenti S2, S4 ed S5, corrispondente ad un livello piezometrico di circa 7.6 metri s.l.m., non risulta essere in contatto idraulico con il Canale Diversivo, in cui l'acqua è ad una quota decisamente superiore (11.2 metri s.l.m.); al contrario, le misure derivanti dal monitoraggio in continuo al pozzo risultano del tutto confrontabili con il livello idrometrico del canale e sono pertanto associabili ad una falda freatica più superficiale, in connessione con il canale stesso.

Per quel che riguarda l'interpretazione delle prove SDMT ai fini della caratterizzazione geotecnica, dall'esame dei dati dilatometrici si osserva innanzitutto che i terreni sabbioso-limosi compresi tra circa 5 e 10 m di profondità dalla sommità dell'argine sono in generale caratterizzati da bassi valori dell'indice di spinta orizzontale ($K_D \approx 1-2$) e quindi da uno scarso grado di addensamento. La porzione più superficiale del corpo arginale è invece caratterizzata da valori di K_D più elevati a causa della sovraconsolidazione conseguente a cicli di essiccamento-imbibizione. Nelle sabbie grossolane appartenenti all'Acquifero Padano i valori di K_D sono generalmente variabili nell'intervallo 3÷5, che corrisponde ad un di-

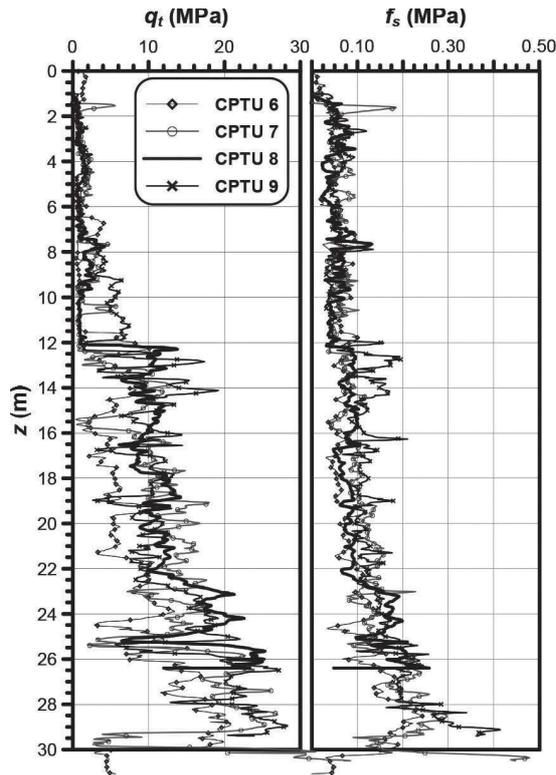


Fig. 8 – Profili penetrometrici, espressi in termini di resistenza alla punta corretta q_t e attrito laterale f_s , relativi alle prove eseguite dalla sommità dell'argine nell'area di indagine C.
 Fig. 8 – Cone penetration test profiles, expressed in terms of corrected cone resistance q_t and sleeve friction f_s , provided by piezocone tests carried out from the bank crest in area C.

screto grado di addensamento: la densità relativa D_R di questa unità, valutata a partire da K_D mediante la correlazione di REYNA e CHAMEAU [1991], risulta infatti mediamente pari al 60% ed in sostanziale accordo con le stime ottenute dall'applicazione di note correlazioni empiriche (e.g. JAMIOLKOWSKI *et al.*, 1985; 2001) basate sulle misure penetrometriche. Contestualmente, l'interpretazione delle misure dilatometriche nei livelli argillosi secondo l'approccio suggerito da MARCHETTI *et al.* [2001] indica che i depositi sono normalmente consolidati o leggermente sovraconsolidati.

I profili di velocità delle onde di taglio ricavati dalle prove SDMT (Fig. 10) sono in sostanziale accordo fra loro ed evidenziano un andamento gradualmente crescente con la profondità, con valori di V_S di circa 150-200 m/s negli strati di terreno più superficiali fino a circa 300 m/s intorno alla massima profondità indagata.

Per la valutazione dei parametri di resistenza al taglio da assegnare alle diverse unità stratigrafiche si è fatto principalmente riferimento ai dati provenienti dalle prove CPTU. Dopo un'analisi comparata delle stime dell'angolo di resistenza al taglio in condizioni di picco ϕ' ottenute da diverse correlazioni empiriche di letteratura, per i terreni a prevalente frazione grossolana sono stati adottati i valori calcolati con l'approccio di KULHAWY e MAYNE [1990], mentre per i terreni a grana fine si è utilizzata la più recente formulazione di MAYNE e CAMPANELLA [2005], che esprime ϕ' in funzione delle due variabili penetro-

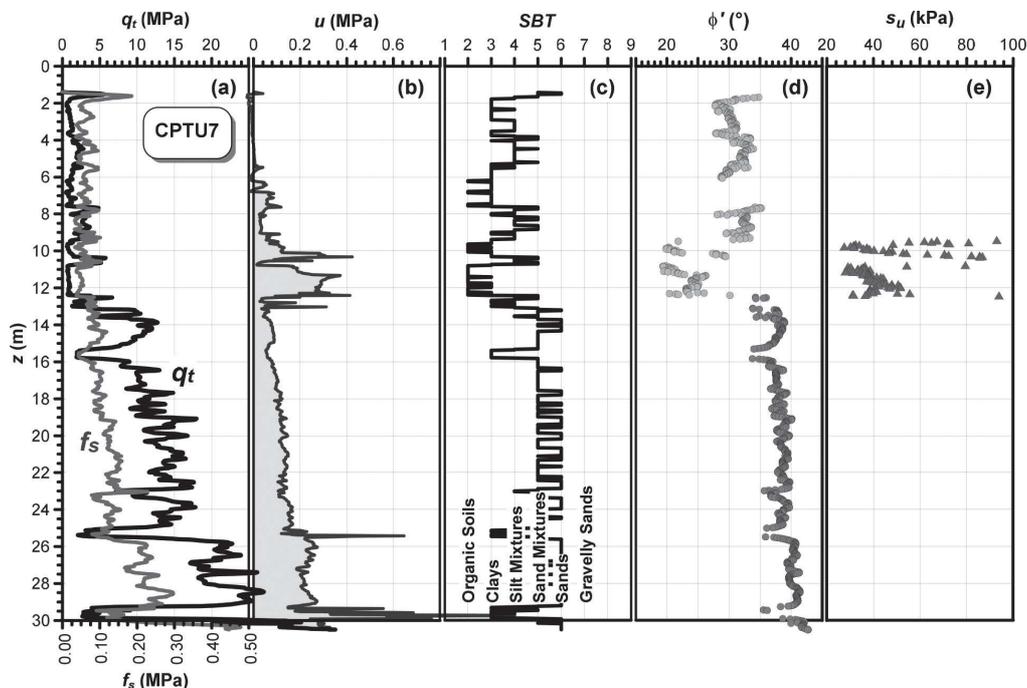


Fig. 9 – CPTU 7: a)-b) profili penetrometrici; c) applicazione del metodo di ROBERTSON [2009] per la definizione della stratigrafia; d) profilo dei valori di ϕ' stimati dalle misure penetrometriche; e) valori di s_u stimati da q_t per l'Unità C.
 Fig. 9 – CPTU 7: a)-b) cone penetration test profiles; c) soil classification using the ROBERTSON [2009] method; d) values of ϕ' obtained from cone penetration measurements; e) values of s_u derived from q_t for soil unit C.

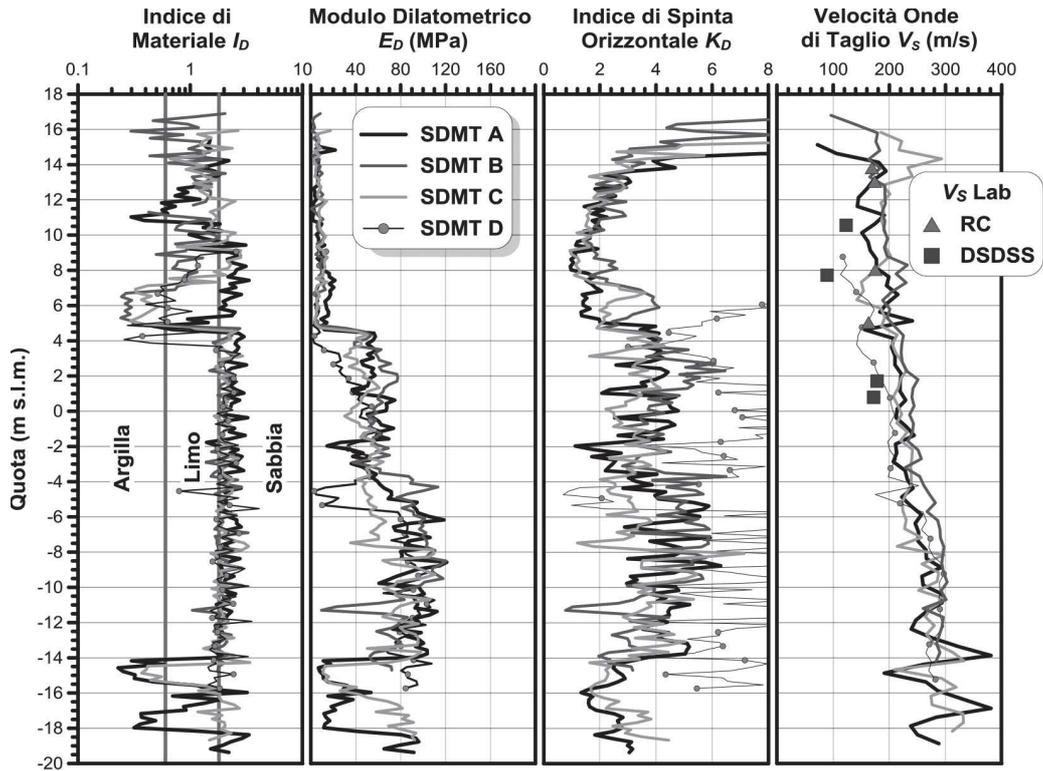


Fig. 10 – Profili sovrapposti dei risultati di tutte le prove SDMT, riferiti alla quota assoluta del punto di misura. In colonna (d), profili di V_s da prove SDMT messi a confronto con i valori ricavati in laboratorio (prove RC e DSDSS).

Fig. 10 – Parameter profiles from the whole set of SDMT, plotted with reference to the elevation above the mean sea level. In column (d), V_s profiles from SDMT compared with V_s values from laboratory tests (RC and DSDSS tests).

metriche adimensionali resistenza alla punta normalizzata, Q_p , e parametro delle pressioni neutre, B_q . A titolo di esempio, si riporta in figura 9(d) il profilo di ϕ' associato alla verticale penetrometrica CPTU 7: la dispersione dei valori calcolati dell'angolo di resistenza al taglio, apprezzabile nell'intervallo di profondità 9÷12.5 metri, è principalmente attribuibile alla eterogeneità dell'Unità C ivi presente, costituita da livelli marcatamente argillosi intercalati ad argille limose, limi argillosi, limi e limi sabbiosi. Le stime di ϕ' più elevate, associate ad un numero limitato di punti sperimentali, sono riferibili ai sedimenti a prevalenza limosa; contestualmente, i valori più bassi sono stati calcolati in corrispondenza dei livelli con elevato contenuto in torba, generalmente correttamente individuati dalla classifica di ROBERTSON [2009]. L'insieme dei valori stimati di ϕ' in C segue una distribuzione probabilistica di tipo normale, con un valor medio ϕ'_m prossimo a 24° ed una deviazione standard $\sigma_{\phi'} = 2.3^\circ$.

Infine, la resistenza al taglio non drenata s_u degli strati a grana fine, generalmente normal-consolidati o debolmente sovraconsolidati, è stata determinata con la classica correlazione basata sulla cosiddetta "resistenza alla punta totale" ($q_t - \sigma_{v0}$), [LUNNE *et al.*, 1997], assumendo un fattore $N_{kt} = 15$ in virtù della storia tensionale di questi terreni e della loro natura

poco plastica. Il grafico di figura 9(e) mostra i valori di s_u ottenuti dalle misure della prova CPTU7 per lo strato riferibile all'Unità C. Analogamente alle altre verticali penetrometriche, si osserva in generale una certa dispersione nelle stime di s_u , verosimilmente a causa della presenza di frequenti livelli limosi per i quali la valutazione della resistenza non drenata da prove CPTU risulta tipicamente più elevata e senz'al-

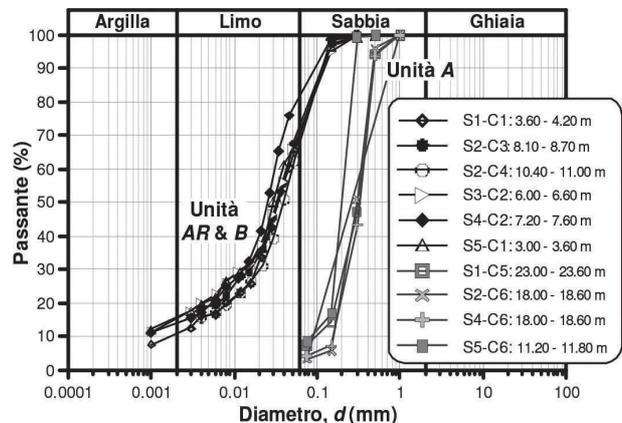


Fig. 11 – Curve granulometriche dei campioni prelevati nelle unità stratigrafiche AR, B e A.

Fig. 11 – Particle size distribution of samples from soil units AR, B and A.

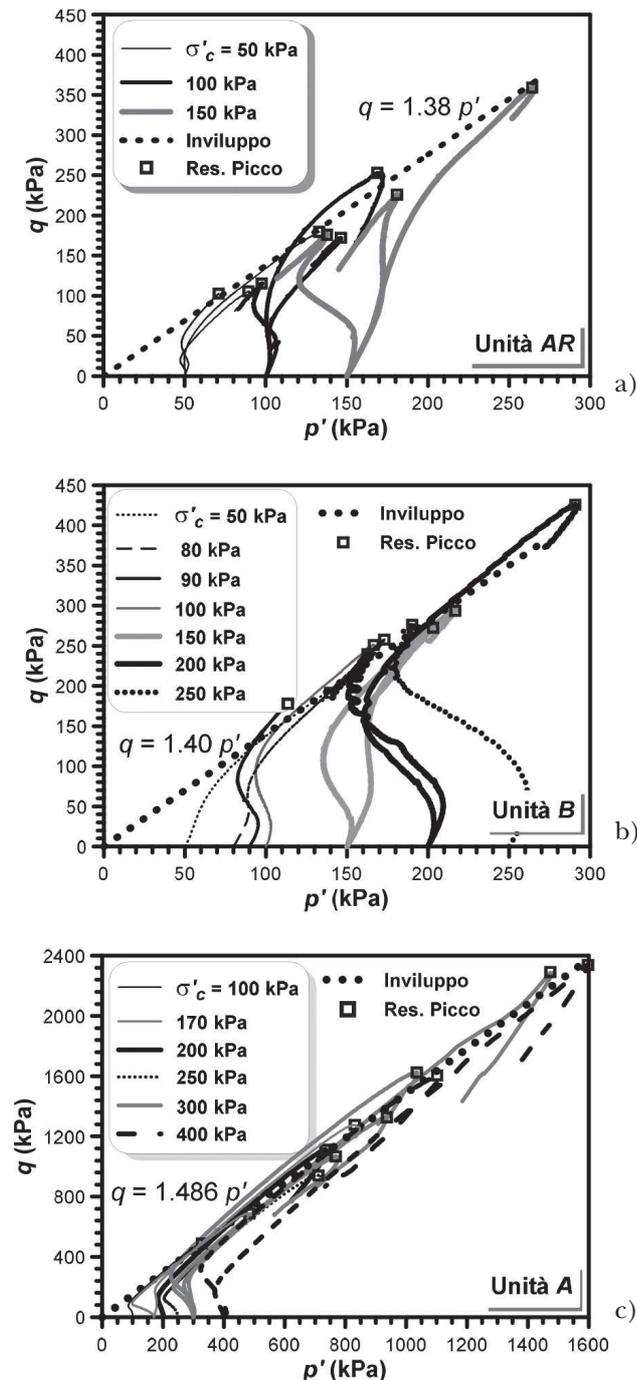


Fig. 12 – Percorsi tensionali ed involucri di rottura ottenuti da prove TX CIU eseguite su provini delle unità AR: a); B: b) e A: c).

Fig. 12 – Stress paths and failure envelopes obtained from TX CIU tests performed on samples of soil units AR: a); B: b) and A: c).

tro più incerta [SCHNAID *et al.*, 2004]. La distribuzione probabilistica dei valori di s_u riportati in figura corrisponde ad una distribuzione normale, con valore medio di poco superiore a 50 kPa e deviazione standard di 10 kPa. Questo risultato è coerente con i valori medi di s_u ottenuti dalle diverse verticali pe-

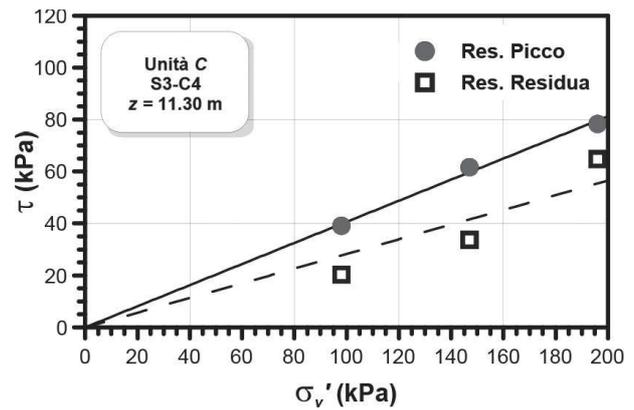


Fig. 13 – Risultati di una prova di taglio diretto eseguita su un provino dell'Unità C.

Fig. 13 – Results of a direct shear test on a sample of Unit C.

netrometriche, i quali generalmente variano nell'intervallo 50-60 kPa.

5.2. Interpretazione delle prove di laboratorio

La figura 11 riporta alcune curve granulometriche rappresentative di campioni prelevati nel corpo arginale (AR), nella sottostante Unità B e nello strato sabbioso profondo A: l'esame dei grafici conferma la comune composizione granulometrica delle unità AR e B, entrambe costituite da limi con sabbia o limi sabbiosi argillosi, ed evidenzia il modesto assortimento che contraddistingue le sabbie profonde dell'Acquifero Padano, tipicamente caratterizzate da un coefficiente di uniformità U_c compreso tra 1.5 e 2.5. Le principali proprietà fisiche di questi terreni e di due ulteriori campioni prelevati nell'Unità C sono riassunte in tabella I.

Dalle prove TX CIU è emerso che i terreni del corpo arginale, così come i sedimenti sabbiosi-limosi dell'Unità B, presentano generalmente un comportamento duttile con pressioni interstiziali prevalentemente positive, e solo i provini sottoposti a basse tensioni di confinamento mostrano pressioni interstiziali negative in corrispondenza delle condizioni di rottura. Per entrambe le unità, di cui si riportano i percorsi tensionali in figura 12(a-b), sono stati ottenuti valori dell'angolo di resistenza al taglio molto prossimi fra loro ($\approx 34^\circ$), a ulteriore conferma della similitudine tra i due materiali.

Le sabbie profonde dell'Unità A mostrano resistenze significativamente più elevate rispetto a quelle dei terreni arginali (Fig. 12c) con un angolo di resistenza al taglio di picco di circa 37° ; a rottura, sviluppano sistematicamente pressioni interstiziali negative, di entità variabile in funzione dello stato tensionale di confinamento.

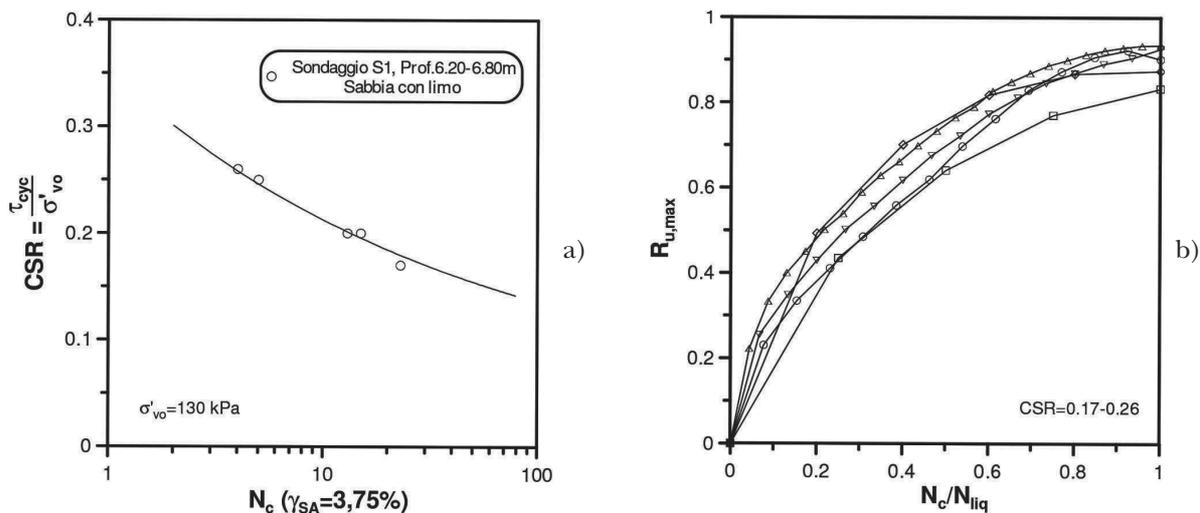


Fig. 14 – Risultati di una prova di taglio semplice non drenata ciclica su un campione indisturbato dell'Unità B: a) curva di resistenza ciclica; b) andamento del rapporto delle pressioni interstiziali cicliche $R_u = \Delta u / \sigma'_{v0}$ con il numero di cicli normalizzato N_c / N_{liq}

Fig. 14 – Results of a cyclic direct simple shear test on an undisturbed soil sample of Unit B: a) cyclic resistance curve; b) Pore pressure ratio, $R_u = \Delta u / \sigma'_{v0}$, vs. normalized number of cycles, N_c / N_{liq} .

Proprietà meccaniche decisamente più scadenti sono quelle esibite dallo strato di argilla dell'Unità C: la prova di taglio diretto eseguita su provini ricavati dal campione S3-C4 (Fig. 13) ha restituito valori dell'angolo di resistenza al taglio di picco, ϕ'_p , e residuo, ϕ'_R , rispettivamente pari a 22.1° e 15° .

La figura 14a mostra i risultati di una prova di taglio semplice non drenata ciclica (CSS) condotta mediante un'apparecchiatura modello NGI modificata [PORCINO *et al.*, 2006] su provini di un campione indisturbato di sabbia appartenenti all'Unità B. Il grafico di figura riporta i valori di resistenza ciclica $CSR = \tau_{cyc} / \sigma'_{v0}$ in funzione del numero di cicli per cui si è raggiunta una condizione di liquefazione iniziale (N_{liq}). In tal caso, il raggiungimento di un livello di deformazione di taglio ciclica in singola ampiezza (γ_{SA}) pari a 3.75% è stato assunto come criterio per definire la condizione di liquefazione iniziale [ISHIHARA, 1993]. Con riferimento alla stessa prova, il grafico di figura 14b propone le curve che descrivono l'andamento del rapporto delle pressioni interstiziali cicliche $R_u (= \Delta u / \sigma'_{v0})$ al variare del numero di cicli normalizzato N_c / N_{liq} utili per la previsione della sovrappressione interstiziale generata durante un evento sismico, dati il numero N_c di cicli uniformi di carico equivalenti per la magnitudo M_w dell'evento considerato e il valore del numero di cicli corrispondente alla condizione di liquefazione (N_{liq}). Come noto, per uno stesso materiale tali curve sono praticamente indipendenti dal rapporto tensionale ciclico adottato, mentre sono influenzate dal tipo di materiale ed in particolare dalla presenza di fine [BAZIAR *et al.*, 2011].

I parametri di rigidità e smorzamento al variare della deformazione di taglio dei terreni a grana fine, appartenenti sia all'unità prevalentemente ar-

gillosa C sia a livelli limo-argillosi talvolta presenti nel corpo arginale, sono stati determinati mediante prove di taglio torsionale ciclico (CTS) e colonna risonante (RC) su provini indisturbati, consolidati isotropicamente al valore di pressione litostatica verticale efficace stimato in sito. Per i materiali prevalentemente sabbiosi, costituenti il corpo arginale o appartenenti alle unità B e A, le curve di rigidità e smorzamento sono state determinate con prove di taglio semplice ciclico con doppio provino (DSDSS), utilizzando diversi valori della pressione verticale di consolidazione.

La figura 15 riporta le curve di decadimento del modulo di taglio G , normalizzato rispetto al valore iniziale G_0 , e dell'incremento del rapporto di smorzamento D , in funzione del livello di deformazione γ , derivate interpretando con il modello di RAMBERG-OSGOOD [1943] i risultati sperimentali ottenuti dalle suddette prove. Tali curve sono state successivamente attribuite alle diverse unità geotecniche nelle analisi di risposta sismica locale.

Nella tabella II, per i campioni argillosi provenienti dalle unità AR e C, sottoposti a prove CTS e RC, sono riassunti i valori di: profondità media di prelievo z , densità del materiale ρ , modulo di taglio iniziale G_0 e corrispondente valore dell'ampiezza della deformazione tangenziale γ_c , velocità di propagazione delle onde di taglio $V_S = (G_0 / \rho)^{0.5}$. Le differenze riscontrate per le prove di taglio torsionale ciclico e di colonna risonante eseguite sugli stessi provini (pari al $9\div 12\%$ in termini di V_S) sono imputabili principalmente al diverso valore della frequenza di carico (0.5 Hz per la prova CTS; frequenza di risonanza, dell'ordine di alcune decine di Hz, per la prova RC) e dell'ampiezza della deformazione tan-

Tab. I – Proprietà fisiche di campioni di terreno rappresentativi delle diverse unità stratigrafiche.

Tab. I – Physical properties of representative soil samples of the different stratigraphic units.

Unità	Campione	Profondità z [m]	γ [kN/m ³]	e_0	G_s	D_{60}	w [%]	w_L [%]	I_P [%]
AR	S1-C1	3.60 – 4.20	18.44	0.89	2.71	0.047	31	28.4	5.2
A	S1-C5	23.00 – 23.60	19.20	0.69	2.72	0.35	22	-	-
B	S2-C3	8.10 – 8.70	19.87	0.73	2.73	0.042	29	28.1	5.8
B	S2-C4	10.40 – 11.00	20.09	0.69	2.72	0.047	28	-	-
A	S2-C6	18.00 – 18.60	20.44	0.61	2.71	0.33	24	-	-
B	S3-C2	6.00 – 6.60	19.82	0.73	2.72	0.042	29	28.8	8
C	S3-C4	11.00-11.60	18.20	0.88	2.72	-	34	60	36
B	S4-C2	7.20 – 7.60	20.28	0.66	2.72	0.032	26	29.1	7
A	S4-C6	18.00 – 18.60	18.21	0.83	2.73	0.38	25	-	-
AR	S5-C1	3.00 – 3.60	20.17	0.66	2.72	0.038	26	28.2	8.0
C	S5-C5	9.00-9.60	16.68	1.46	2.74	0.0015	53	70.7	45.4
A	S5-C6	11.20 – 11.80	18.54	0.86	2.73	0.22	29	-	-

Tab. II – Rigidezza a taglio a piccole deformazioni da prove di taglio torsionale ciclico (CTS) e di colonna risonante (RC).

Tab. II – Shear stiffness at low strain amplitude from cyclic torsional shear (CTS) and resonant column (RC) tests.

Campione	z [m]	ρ [Mg/m ³]	CTS			RC		
			γ_c [%]	G_0 [MPa]	V_S [m/s]	γ_c [%]	G_0 [MPa]	V_S [m/s]
S2-C1	3.45	1.94	0.004	43.76	150	0.002	55.11	169
S3-C1	3.30	1.94	0.004	47.92	157	0.001	58.55	174
S3-C3	8.30	1.94	0.004	46.88	155	0.002	59.54	175
S3-C4	11.30	1.86	0.008	38.07	143	0.002	49.32	163

genziale γ_c (0.004÷0.008 per CTS; 0.001÷0.002 per RC), nonché alla sequenza adottata nella procedura di prova (CTS e RC a seguire, previa dissipazione delle sovrappressioni interstiziali).

Nella tabella III, per i campioni prevalentemente sabbiosi sottoposti a prove DSDSS, sono riportati: la profondità media di prelievo z , la densità del materiale ρ , il modulo di taglio iniziale G_0 e i corrispondenti valori dell'ampiezza della deformazione tangenziale γ_c e della pressione normale di consolidazione σ'_v , la velocità di propagazione delle onde di taglio $V_S = (G_0/\rho)^{0.5}$.

Dal confronto, proposto in figura 10d, fra i valori di V_S derivati dalle prove DSDSS ed RC e quelli misurati con il dilatometro sismico, si riscontra un sostanziale buon accordo dei risultati di laboratorio con quelli provenienti da sperimentazione in sito: i valori di V_S ottenuti delle prove di laboratorio sono generalmente inferiori a quelli misurati con le prove SDMT, con differenze che concordano con quanto comunemente riportato in letteratura.

6. Il modello geotecnico

Il modello geotecnico dell'argine e del terreno di fondazione è stato costruito con riferimen-

to alle quattro sezioni $a-a'$, $b-b'$, $c-c'$ e $d-d'$, sulla base dei risultati delle indagini descritte in precedenza. Per brevità, nel presente contributo si prenderà in esame la sola sezione collocata nella zona interessata dai fenomeni fessurativi più gravi, corrispondente all'allineamento $c-c'$. La figura 16 mostra i rapporti geometrici fra le 4 diverse unità stratigrafiche (AR, B, C ed A) riconosciute grazie alle indagini e già commentate in precedenza, unitamente ad una sintetica colonna stratigrafica ed ai profili di resistenza alla punta corretta q_b , pressione interstiziale u e velocità delle onde di taglio V_S relativi alle verticali di prova collocate lungo l'allineamento in oggetto.

Nello schema proposto il rilevato arginale, di spessore variabile tra 5 e 6 m, è costituito da una complessa alternanza di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi (Unità AR), il cui angolo di resistenza al taglio medio ϕ'_m è stato assunto pari a 32°.

Se si eccettua la porzione più vicina al lato campagna, il substrato immediatamente sottostante all'argine è costituito da un orizzonte anch'esso limo-sabbioso, riferibile all'Unità B e caratterizzato da un valore di $\phi' \approx 30^\circ$. Lo strato argilloso (C) che separa le alternanze limo-sabbiose superficiali dalle sabbie grossolane dell'Acquifero Padano (Unità A), ha uno spessore variabile da 2 a 7 m ed è caratterizzato

Tab. III – Rigidezza a taglio a piccole deformazioni da prove di taglio semplice ciclico con doppio provino (DSDSS).
 Tab. III – Shear stiffness at low strain amplitude from cyclic double specimen direct shear tests (DSDSS).

Campione	z [m]	ρ [Mg/m ³]	γ_c [%]	σ'_v [kPa]	G_0 [MPa]	V_S [m/s]
S2-C2	6.70	2.02-2.03	0.0005	56	19.88	99
			0.0004	113	30.40	123
			0.0004	160	41.71	144
S2-C5	15.55	1.95-1.98	0.0004	100	44.44	151
			0.0004	200	61.70	178
			0.0005	400	93.72	219
S3-C5	15.55	2.10-2.13	0.0004	100	42.40	142
			0.0004	200	62.18	172
			0.0004	400	92.70	210
S3-C7	40.25	2.03-2.04	0.0005	180	49.67	156
			0.0005	360	83.90	203
S5-C5	9.30	1.40-1.45	0.0041	70	9.72	83
			0.0040	115	11.15	89
			0.0040	200	14.41	101

da $\phi' \approx 24^\circ$. Infine, per le sabbie profonde, da medio-grossolane a grossolane dell'Unità A, è stato stimato un angolo di resistenza al taglio di 37° .

Per l'individuazione dei valori di ϕ' da assegnare ai diversi strati, si è fatto principalmente riferimento alle stime ricavate dalle prove con piezocono (secondo gli approcci illustrati nella sezione 5.1), in virtù dell'eterogeneità che caratterizza le unità stratigrafiche e della conseguente opportunità di fare riferimento ad una descrizione continua con la profondità della resistenza al taglio dei sedimenti presenti. Le stime così ottenute sono state successivamente validate sulla base del confronto con i risultati delle prove TX CIU: modeste discre-

panze sono state talvolta osservate per quelle unità stratigrafiche caratterizzate da maggiore eterogeneità, come AR e B, mentre per i terreni sabbiosi dell'acquifero profondo si è riscontrato un ottimo accordo fra i valori di ϕ' ricavati da sperimentazione in sito e quelli ottenuti dalle prove di laboratorio. Per quel che riguarda lo strato a grana fine C, visto il numero estremamente limitato di informazioni provenienti dalle prove triassiali e di taglio diretto, si è attribuito un ruolo prevalente alle prove con piezocono ai soli fini della determinazione della resistenza al taglio.

L'assetto stratigrafico descritto è del tutto compatibile con la presenza di due diversi acquiferi fra loro disconnessi, così come è emerso dalle misure provenienti da prove CPTU e SDMT e soprattutto dai rilievi effettuati in corrispondenza dei pozzi e piezometri installati nell'area, ai quali si è già fatto riferimento nella sezione 5.1. Il modello idraulico adottato in questo studio prevede dunque un acquifero freatico poco trasmissivo, che ha sede nelle alternanze limo-sabbiose più superficiali riferibili all'intera Unità B ed in minima parte all'unità arginale AR, in contatto idraulico con il Canale Diversivo e perciò descritto da un livello piezometrico collocato a circa 11 metri sul livello del mare, e un acquifero confinato molto trasmissivo, che ha sede nelle sabbie medio-grossolane profonde. Per quest'ultimo, il livello piezometrico si colloca a una quota di circa 7.6-7.8 m sul livello del mare. Lo strato di argille appartenenti all'Unità C sembra dunque essere in grado di separare le due falde, che risultano infatti caratterizzate da livelli piezometrici decisamente diversi.

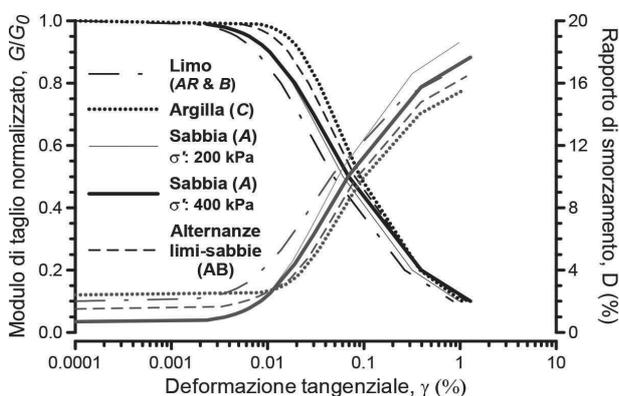


Fig. 15 – Curve $G(\gamma)/G_0$ e $D(\gamma)$ ottenute da prove RC e DSDSS, adottate per i diversi materiali nelle analisi di risposta sismica locale.

Fig. 15 – $G(\gamma)/G_0$ and $D(\gamma)$ curves from RC and DSDSS tests, used for the different soil units in the site response analyses.

Tab. IV – RegISTRAZIONI rappresentative della scossa del 20 maggio 2012.

Tab. IV – Representative input motions for the 20 May 2012 main shock.

Evento Data	M_w	Stazione	Classe	R_{epi} [km]	Componente	PGA [g]
Friuli (4° aftershock) 15.IX.1976	6.0	Tarcento (TRC)	A	8.5	N-S	0.129
Val Nerina 19.IX.1979	5.8	Cascia (CSC)	A*	9.3	E-W	0.202
Val Comino 5.XI.1984	5.5	Villetta Barrea (VLB)	A*	8.6	E-W	0.201
App. Lucano 9.IX.1998	5.6	Lauria (LRS)	A*	9.8	N-S	0.165
L'Aquila 6.IV.2009	6.3	Colle Grilli (AQG)	A	5.3	FP	0.308

Tab. V – Parametri del modello di sottosuolo per le analisi di risposta sismica locale.

Tab. V – Subsurface model parameter for site response analyses.

Strato	γ [kN/m ³]	V_s [m/s]	D_0 [%]	Parametri curve di Ramberg-Osgood	
				C	R
Unità AR + B	20.00	200	2.0	2376625	2.76
Unità C superficiale	18.20	175	2.4	781024562	3.66
Unità A superficiale	20.80	5z+144	0.6	24869710	3.12
Unità C intermedia	18.50	225	2.4	781024562	3.66
Unità A intermedia	20.00	5z+144	0.6	7051501	2.69
Unità C profonda	19.00	393	2.4	781024562	3.66
Unità A profonda	20.00	464	0.6	7051501	2.69
Alternanze	19.50	533	1.5	32946024	3.22
Bedrock	21.00	800	0.5	Lineare	

7. Definizione dell'input sismico

Per la definizione dell'input sismico si è fatto riferimento all'evento principale della sequenza emiliana, registrato alle 04:03 del 20 maggio 2012 ($M_w = 5.8$, Fonte: ISIDE Working Group, 2010), avente distanza epicentrale $R_{epi} = 7.5$ km e distanza di Joyner e Boore $R_{JB} = 0$ km dalla zona in cui sorge l'argine.

Seguendo un approccio di carattere deterministico, questo è stato assunto come riferimento per la comprensione dei meccanismi che hanno portato al danneggiamento dell'argine, nonché per la verifica del livello di sicurezza attuale, in quanto azione più gravosa rispetto a quelle prescritte dalla Normativa vigente [NTC 2008] e dalle linee guida sulla microzonazione sismica della Regione Emilia Romagna (delibera n° 112 oggetto n° 2131 del 2 maggio 2007).

Non disponendo delle registrazioni di tale evento nella zona di Scortichino, è stato necessario ricorrere al database nazionale [ITACA, 2011] per la selezione dei segnali da utilizzare come input nelle analisi. La ricerca di segnali registrati su affioramento rigido (tra le stazioni di classe A – accertata - o A* - presunta) re-

lativi ad eventi con M_w compresa tra 5.50-6.50 e R_{epi} compresa tra 5 e 10 km ha portato all'individuazione di 4 registrazioni rispondenti ai requisiti richiesti (Tab. IV). Per aggiungere a tale set di accelerogrammi anche un evento *near-fault*, è stata presa in considerazione la componente parallela alla faglia (FP) del sisma dell'Aquila del 6 aprile 2009, registrata dalla stazione AQG della RAN e preventivamente deconvoluta al *bedrock* [LANDOLFI, 2013]. Gli accelerogrammi selezionati sono stati poi scalati al valore di PGA medio atteso al sito, pari a 0.183g, valutato per $M_w=5.8$ e $R_{epi}=7.5$ km con la legge di attenuazione di BINDI *et al.* [2011], specifica per eventi sismici italiani. In figura 17 è riportato con linea nera continua lo spettro medio degli accelerogrammi selezionati, che mostra un buon accordo con quello previsto dalla stessa legge di attenuazione (linea grigia) su tutto il campo di periodi considerato.

8. Analisi della risposta sismica locale

Tenuto conto dell'altezza limitata del rilevato rispetto alla dimensione trasversale, della regolarità

tà della geometria del rilevato arginale e delle condizioni di sottosuolo, le analisi di risposta sismica locale (*RSL*) sono state condotte nell'ipotesi di propagazione monodimensionale delle onde S attraverso un profilo di terreno a stratigrafia orizzontale. Il codice adottato è EERA [BARDET *et al.*, 2000] che effettua analisi lineari equivalenti nel dominio delle frequenze. Le simulazioni numeriche sono state eseguite in tensioni totali, assimilando il comportamento meccanico del terreno a quello di un mezzo visco-elastico con parametri di rigidità, G , e smorzamento, D , variabili con il livello di deformazione tangenziale, γ .

Per ogni sezione, sono state considerate due verticali di riferimento, una per il lato canale e l'altra per il lato campagna; il modello geotecnico adottato è unico in termini di proprietà fisiche e meccaniche assegnate alle diverse unità (Tab.V), mentre la stratigrafia è stata di volta in volta definita in base alla verticale di riferimento presa in esame.

Per definire il modello geotecnico, è stato necessario individuare la profondità del *bedrock* sismico e definire il profilo di velocità delle onde di taglio, V_S , fino a tale profondità. Quest'ultimo è stato ricostruito integrando i risultati delle 4 prove SDMT disponibili con le misure di due prove *Cross-Hole* eseguite nei centri abitati di Mirandola e Medolla (distanti circa 20 km dall'area di studio) che raggiungono 130 m di profondità [LAURENZANO e PRIOLO, 2013]. Le stratigrafie di sondaggio correlate alle prove *Cross-Hole* hanno consentito di ricostruire, insieme agli studi geologici di base (§ 4), la successione stratigrafica al sito di interesse oltre i 50 m di profondità, essenzialmente costituita da un potente strato sabbioso (Unità A), poggiante su alternanze di strati centimetrici di sabbie e limi (Unità AB). La figura 18 mostra i profili di velocità relativi alle due verticali corrispondenti alla stratigrafia della sezione *c-c'* (cfr. Fig.16) sul lato canale e sul lato campagna, che differiscono tra loro solo nella prima decina di metri. Il modello di velocità adottato prevede il *bedrock* posto a 120 m di profondità dalla cresta dell'argine, in corrispondenza di un'importante superficie di discontinuità stratigrafica; esso è stato validato confrontando i rapporti spettrali H/V da rumore ambientale registrato a Scortichino con la funzione di amplificazione calcolata in ipotesi di comportamento lineare dei terreni. Il *bedrock* è stato modellato come mezzo visco-elastico lineare, caratterizzato da $V_S = 800$ m/s e smorzamento pari a 0.5%. I pesi dell'unità di volume assunti per i vari strati provengono dalle determinazioni di laboratorio su campioni indisturbati e dal confronto di questi valori con quelli dedotti dalle prove SDMT mediante l'abaco proposto da MARCHETTI e CRAPPS [1981].

Per modellare il comportamento non lineare e dissipativo dei terreni, si è fatto riferimento ai risul-

tati delle prove di colonna risonante (RC) e di taglio semplice ciclico con doppio provino (DSDSS) mostrati in figura 15. In particolare, per la caratterizzazione delle sabbie presenti entro i primi 30 m di profondità si è fatto riferimento ai risultati delle prove eseguite ad una tensione di confinamento compresa tra 180 e 200 kPa, mentre quelli relativi a una tensione di 400 kPa sono stati utilizzati per caratterizzare le sabbie più profonde. Per lo strato di alternanze sono state utilizzate curve medie tra quelle assunte per lo strato di argilla e per le sabbie più profonde.

La variazione del rapporto di smorzamento D con il livello di deformazione è stata modellata applicando alle curve del modulo di taglio normalizzato, interpretate con il modello di Ramberg-Osgood, i criteri di Masing modificati, così come suggerito da SANTUCCI DE MAGISTRIS *et al.* [2004].

I risultati delle analisi condotte sia per il lato campagna sia per il lato canale sono riportati in figura 19, in termini di profili dei massimi valori di accelerazione, a_{max} , tensione tangenziale, τ_{max} , e deformazione tangenziale, γ_{max} , attinti durante lo scuotimento. In ciascuno dei diagrammi sono riportati i risultati relativi ai diversi input utilizzati ed il profilo medio, rappresentato con linea nera continua.

Tutti i profili di accelerazione mostrano una più o meno accentuata amplificazione in superficie, con a_{max} compresa tra 0.20 e 0.35g. Si osservi che i segnali registrati alle stazioni di Lauria e L'Aquila, caratterizzati da contenuto energetico significativo a basse frequenze (Fig. 17), restituiscono rispettivamente la massima accelerazione in superficie ed i valori massimi di tensione e deformazione in profondità. Gli andamenti dei profili nel corpo arginale evidenziano una certa irregolarità, a testimonianza del moto asincrono dei terreni, più deformabili, del rilevato e delle formazioni limo-argillose B e C. In corrispondenza degli strati di sabbia limosa (Unità B) ed argillosi (Unità C) prossimi alla superficie vengono attinti valori massimi di deformazione tangenziale, maggiori delle corrispondenti soglie di deformazione volumetrica, γ_{vs} , misurate nelle prove di colonna risonante, variabili in un intervallo compreso tra 0.025 e 0.030%. Ciò induce ad attendersi significativi incrementi di pressioni interstiziali per effetto delle azioni sismiche considerate.

I risultati delle analisi di risposta locale sono stati quindi utilizzati per eseguire sia le analisi di suscettibilità alla liquefazione sia quelle di stabilità dei corpi arginali in condizioni sismiche.

9. Analisi di suscettibilità alla liquefazione

Per individuare i meccanismi responsabili dei fenomeni deformativi osservati lungo l'argine, in corrispondenza delle quattro sezioni di studio è stata va-

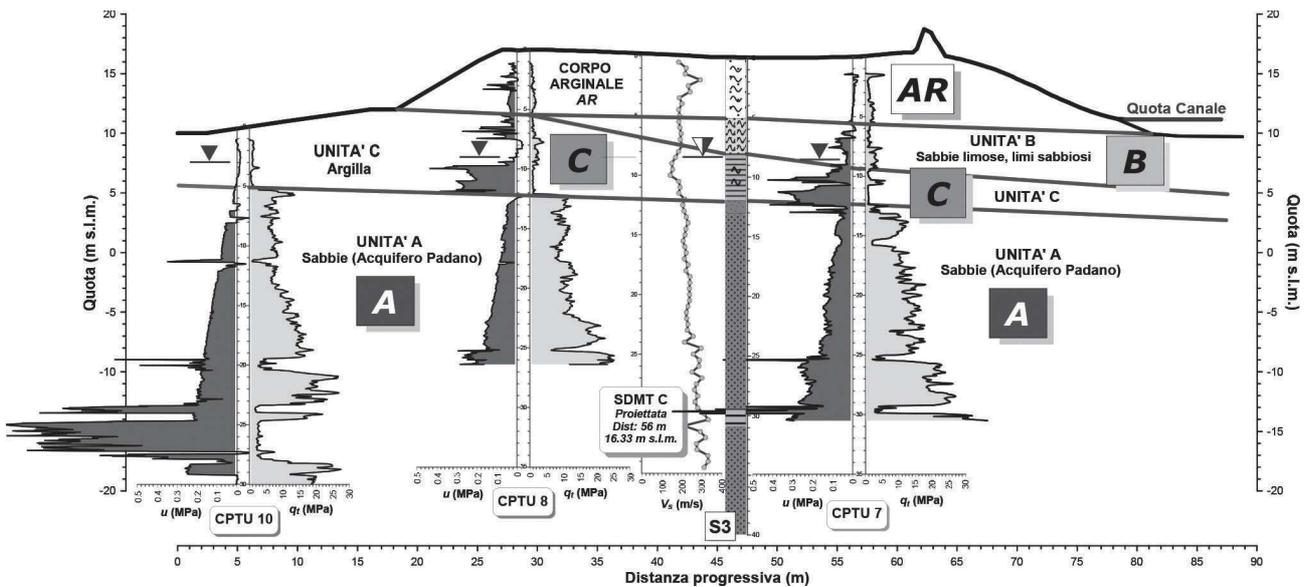


Fig. 16 – Modello stratigrafico della sezione c-c'.

Fig. 16 – Stratigraphic model along cross-section c-c'.

lutata la suscettibilità alla liquefazione, utilizzando metodi di analisi dinamica semplificata in termini di tensioni totali [AGI, 2005]. Come noto, tali approcci si basano sul confronto tra la sollecitazione indotta dall'azione sismica ad una generica profondità, descritta dal rapporto tensionale ciclico (*Cyclic Stress Ratio*, *CSR*), e la capacità del terreno di resistere a liquefazione, rappresentata dal rapporto di resistenza ciclica (*Cyclic Resistance Ratio*, *CRR*).

I valori di *CSR* con la profondità sono stati ottenuti dai profili di tensione tangenziale massima τ_{max} provenienti dalle analisi di *RSL* e già commentati nella sezione precedente, mediante la nota formula:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = \frac{0.65 \cdot \tau_{max}}{\sigma'_{v0}} \quad (1)$$

in cui τ_{av} rappresenta l'ampiezza dello sforzo di taglio della sequenza regolare equivalente, pari a $0.65 \cdot \tau_{max}$, mentre σ'_{v0} è la tensione verticale efficace alla profondità esaminata, prima dell'evento sismico.

Per quel che riguarda il rapporto di resistenza ciclica, sono state effettuate stime parallele indipendenti di *CRR* basate, a seconda degli approcci interpretativi considerati, sui profili di velocità delle onde di taglio V_s , su quelli dell'indice di spinta orizzontale K_D , entrambi ricavati dalle prove con dilatometro sismico, o sull'utilizzo delle misure penetrometriche q_t ed f_s . Si è anche effettuato un confronto con il valore di resistenza non drenata ciclica ottenuta dalle prove *CSS* e valutata per un numero di cicli equivalenti uniformi di carico corrispondenti alla magnitudo del terremoto considerato [SEED e IDRIS, 1982].

Il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione FS_{liq} è stato calcolato attraverso l'espressione:

$$FS_{liq} = \frac{CRR_{M=6.1}}{CSR} = \frac{CRR_{M=7.5} \cdot MSF}{CSR} \quad (2)$$

in cui *MSF* è un fattore di scala della magnitudo, introdotto per tenere conto di magnitudo diverse da quella convenzionale di riferimento ($M_w = 7.5$) generalmente adottata nei metodi semplificati per la valutazione di *CRR*.

In tutte le verifiche si è fatto riferimento a una magnitudo $M_w = 6.14$, corrispondente al valore massimo atteso per un tempo di ritorno T_R di 475 anni nella zona sismogenetica di interesse e peraltro pros-

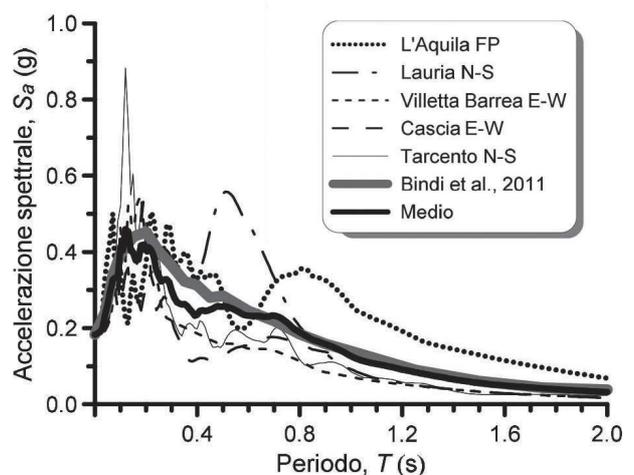


Fig. 17 – Confronto tra gli spettri di risposta degli accelerogrammi di input.

Fig. 17 – Comparison among acceleration spectra of the selected input motions.

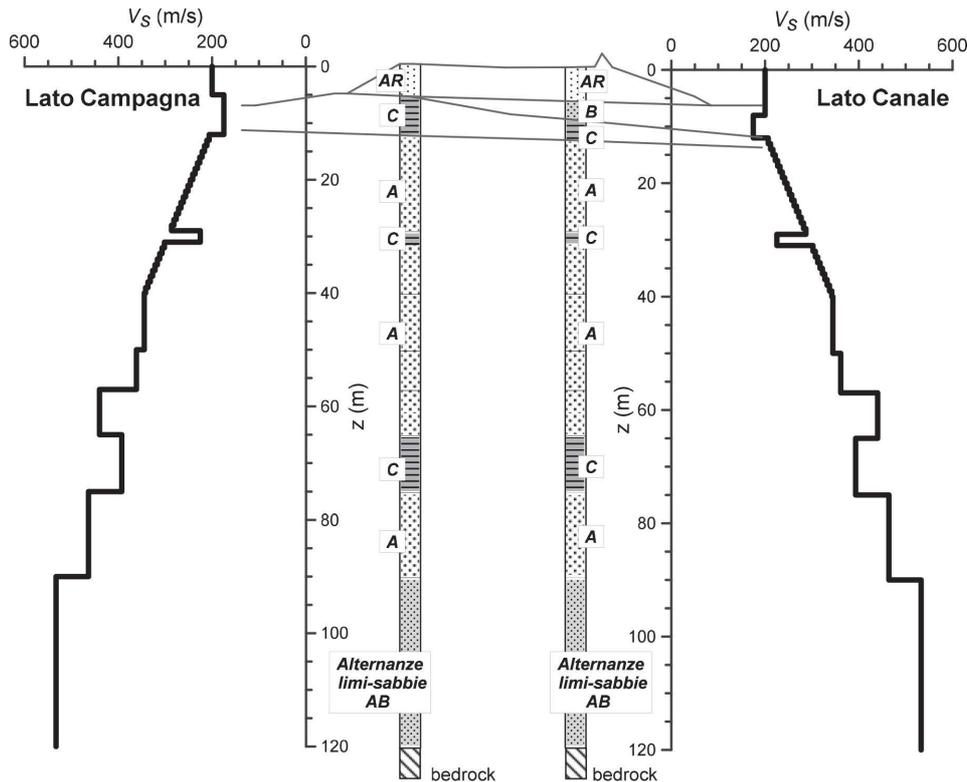


Fig. 18 – Stratigrafie e profili di V_S adottati nell'analisi di risposta sismica locale.

Fig. 18 – Soil stratigraphy and shear wave velocity V_S profiles used for the site response analyses.

sima a quella dell'evento principale del 20 maggio 2012. Tra le diverse espressioni disponibili in letteratura per il calcolo di MSF , nel presente studio si è scelta la formulazione proposta da IDRIS [1999]:

$$MSF = 6.9 \cdot \exp\left(-\frac{M_w}{4}\right) - 0.058 \leq 1.8 \quad (3)$$

che ha restituito un valore pari a 1.43.

In figura 20 sono riportati i risultati delle analisi di liquefazione relativi alla verticale dilatometrica SDMT C, ottenuti dall'applicazione del metodo di ANDRUS e STOKOE [2000] al profilo di velocità delle onde di taglio V_S e del metodo di ROBERTSON [2012] al profilo di K_D ; la figura 21 mostra invece i risultati delle verifiche effettuate sulle quattro prove CPTU collocate nell'area di indagine C e basate sull'approccio proposto da IDRIS e BOULANGER [2004; 2008]. La suscettibilità alla liquefazione degli strati sabbiosi e limo-sabbiosi dell'argine e del substrato arginale è ivi descritta non solo mediante il fattore di sicurezza FS_{liq} , ma anche in termini dell'indice del potenziale di liquefazione I_L , secondo la definizione di IWASAKI *et al.* [1982]:

$$I_L = \int_{z=0}^{z_{crit}=20m} F(z) \cdot w(z) dz \quad (4)$$

in cui $w(z)$ è un fattore di peso della profondità, mentre la funzione $F(z)$ è assunta dipendere dal fattore

di sicurezza FS_{liq} in accordo con quanto proposto da SONMEZ [2003]. Nelle figure è stata inoltre aggiunta l'informazione puntuale relativa al valore di FS_{liq} ottenuto utilizzando il valore del rapporto di resistenza ciclica ($CRR = \tau_{cyc}/\sigma'_{vo}$) ricavato dalla curva relativa alla prova di taglio semplice ciclica eseguita su un campione di limo-sabbioso prelevato dal sondaggio S3, nell'intervallo di profondità 9.70-10.40 m e il valore di CSR ottenuto dalla tensione tangenziale massima determinata alla stessa profondità mediante le analisi di RSL .

Lungo le verticali esaminate, il potenziale di liquefazione risulta generalmente basso ($0 \leq I_L \leq 2$) o moderato ($2 \leq I_L \leq 5$). Tuttavia, sia le analisi basate sulle misure penetrometriche, sia quelle basate sull'indice di spinta orizzontale K_D segnalano la presenza di numerosi livelli caratterizzati da $FS_{liq} < 1$ (e perciò liquefacibili) all'interno dello strato di sabbia limosa corrispondente all'Unità B che, in corrispondenza dell'allineamento $c-c'$, lato canale, è presente a profondità comprese tra circa 5 e 10 metri dalla sommità del rilevato. Il fenomeno appare meno pronunciato se si fa riferimento ai valori di FS_{liq} ottenuti dal profilo di velocità delle onde di taglio. Si osserva che le correlazioni basate su V_S , più recenti e ricavate dall'esame di un numero limitato di *case histories*, necessitano di ulteriori approfondimenti per quanto riguarda l'influenza di fattori quali storia tensionale,

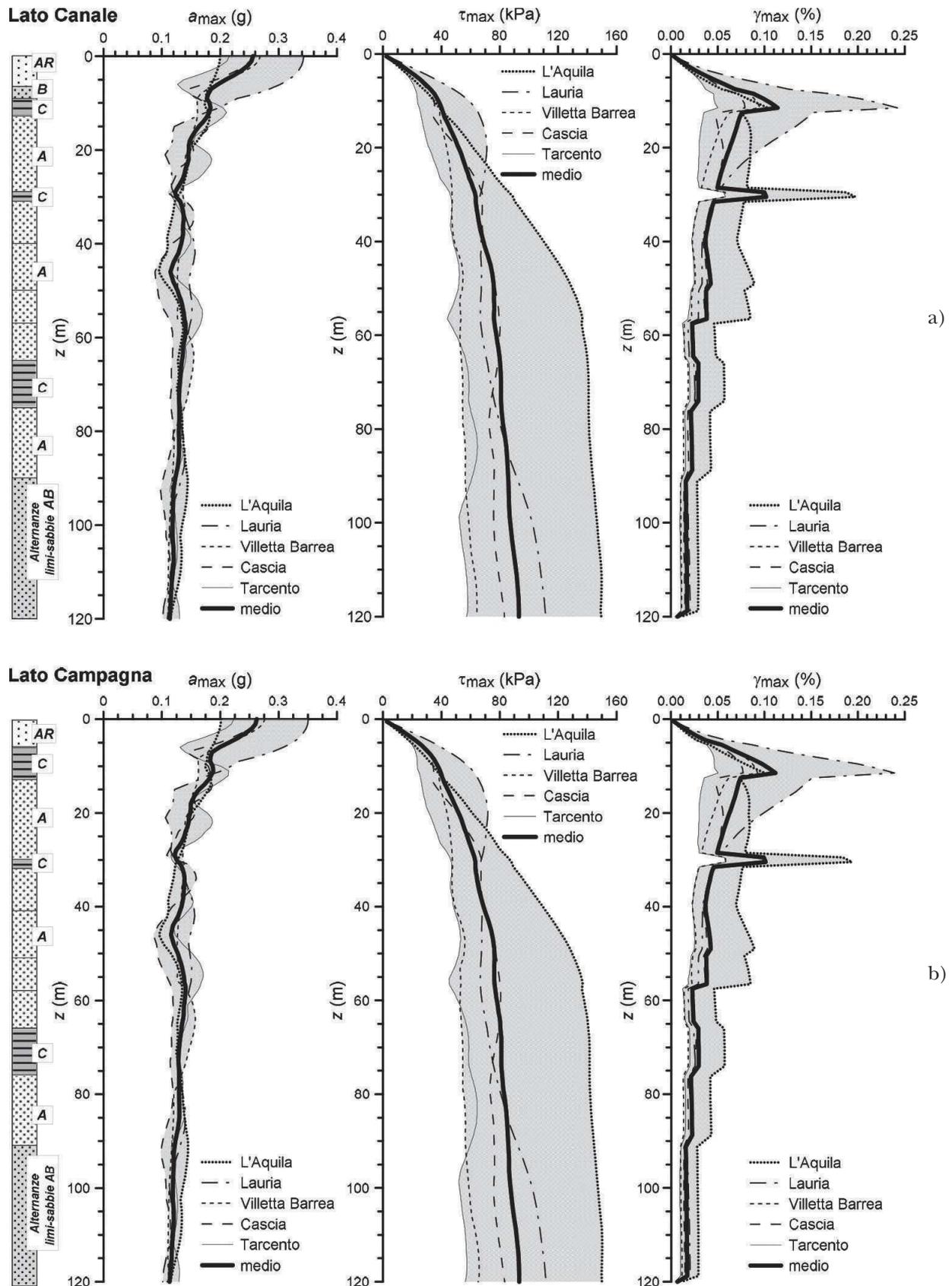


Fig. 19 – Analisi di risposta sismica locale: profili di accelerazione, tensione e deformazione tangenziali massime lungo le verticali lato canale a) e campagna b) relative alla sezione $c-c'$.

Fig. 19 – Site response analyses: profiles of maximum acceleration, shear stress and shear deformation calculated on the canal side a) and on the land side b), along cross-section $c-c'$.

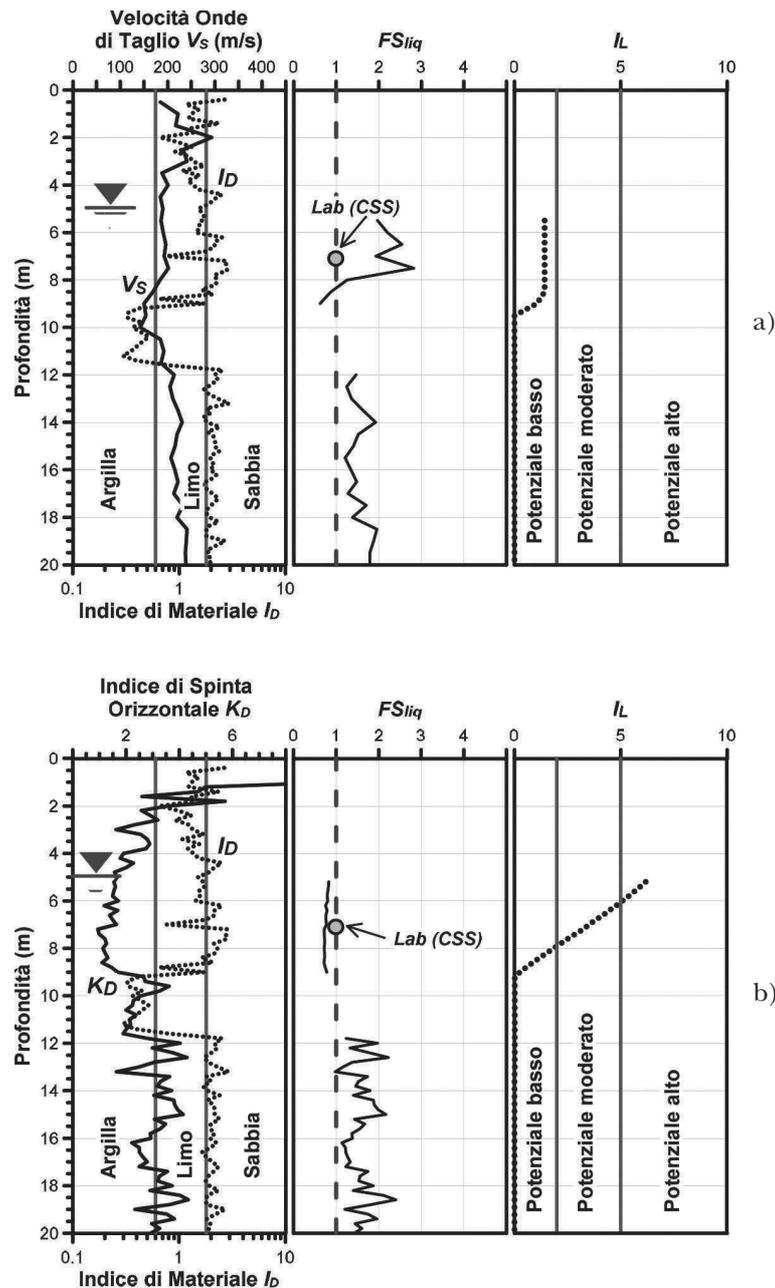


Fig. 20 – Analisi di liquefazione da prova SDMT C: a) in base alla velocità delle onde di taglio V_s ; b) in base all'indice di spinta orizzontale K_D .

Fig. 20 – Liquefaction analyses based on SDMT C results: a) using the shear wave velocity V_s profile; b) using the horizontal stress index K_D .

aging, contenuto e natura del fine. Secondo IDRISSE E BOULANGER [2004], in caso di discrepanza tra diversi metodi andrebbe dato maggior peso alle valutazioni di liquefazione ottenute da prove penetrometriche rispetto a quelle ottenute da V_s , essendo quest'ultima meno sensibile ad un fattore di grande influenza sul comportamento ciclico e post-ciclico di una sabbia satura, quale la densità relativa.

Tenendo conto delle evidenze in superficie osservate subito dopo il sisma, nonché delle caratteristiche della sequenza sismica del 20 maggio 2012, contraddistinta da numerosi *aftershock* che hanno evi-

dentemente comportato una situazione più gravosa di quella esaminata, è ragionevole affermare che l'evento sismico del 20 maggio abbia indotto locali fenomeni di liquefazione, più o meno pronunciati, nei livelli sabbioso-limosi presenti sotto il corpo arginale. In particolare, la scossa principale, di magnitudo $M_L = 5.9$, è stata seguita, in un arco temporale di circa 4 minuti, da altre tre scosse di magnitudo $M_L = 4.8$, 4.8 e 5.0 rispettivamente, e nella prima ora da 9 scosse di magnitudo $M_L > 4$ [FACCIORUSSO *et al.*, 2014]. Ciò potrebbe avere determinato un accumulo di sovrappressioni interstiziali corrispondente ad un unico

evento di magnitudo “equivalente” ($M_{eq} = 6.2$) maggiore di quella del solo evento principale.

Nelle sabbie profonde dell’Unità A (Acquifero Padano), nessuna delle diverse procedure di analisi adottate ha evidenziato l’insorgenza di apprezzabili fenomeni di liquefazione, ad eccezione di qualche livello isolato.

I risultati appena descritti sono stati pienamente confermati dalle verifiche effettuate in corrispondenza dell’area D e soprattutto per l’allineamento $a-a'$. Le analisi relative alla sezione $b-b'$ hanno invece indicato fenomeni di liquefazione meno pronunciati.

10. Analisi di stabilità in condizioni sismiche

Le verifiche di stabilità dell’argine in condizioni sismiche, finalizzate alla individuazione del meccanismo responsabile dei fenomeni deformativi osservati, dei fattori scatenanti il movimento e dei loro valori critici, sono state eseguite sia con l’approccio pseudo-statico, utilizzando il software SLOPE/W (GEOSLOPE International Ltd, 2007), sia con il metodo agli spostamenti [NEWMARK, 1965]. Come noto, l’analisi pseudo-statica assimila l’azione dinamica del terremoto a una forza di inerzia statica equivalente proporzionale al peso W della massa potenzialmente instabile e , come i metodi statici, descrive le condizioni di stabilità in termini di un fattore di sicurezza globale; l’analisi agli spostamenti permette invece di formulare una previsione degli spostamenti cumulati del corpo di frana rispetto alla formazione stabile durante lo scuotimento sismico, una volta determinata l’accelerazione critica a_c . In entrambi i casi, le azioni sismiche sono state determinate a partire dalle analisi di risposta sismica locale già descritte nella sezione 8.

Sono state esaminate le condizioni di stabilità di entrambi i paramenti dell’argine: per le verifiche “lato canale”, la superficie libera della falda idrica è stata assunta coincidente con il livello di riempimento del canale, a quota 11.2 m s.l.m., mentre per le verifiche “lato campagna” il livello di falda, regolato dall’acquifero profondo, è stato fissato alla quota di 8 m s.l.m., in accordo con le indicazioni dei rilievi piezometrici.

Sulla cresta dell’argine è stato posto un carico uniformemente distribuito su una lunghezza corrispondente all’ingombro della superficie edificata, assunto di entità pari a 15 kPa in virtù della modesta altezza delle strutture ivi presenti, ma è stato trascurato il sovraccarico da traffico della strada che percorre la cresta dell’argine, a causa del basso livello di servizio. Il cumulo di terreno presente in una delle sezioni e collocato all’estremità della cresta dell’argine, lato canale, è stato considerato anch’esso come un sovraccarico privo di resistenza.

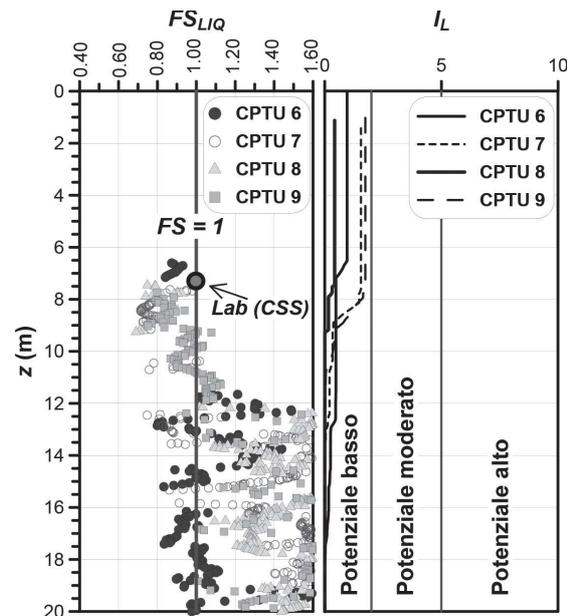


Fig. 21 – Sezione $c-c'$: verifica a liquefazione da prove CPTU effettuate dalla sommità dell’argine.

Fig. 21 – Cross-section $c-c'$: liquefaction analyses based on CPTU tests carried out from the bank crest.

La figura 22 mostra, relativamente alla sezione di analisi $c-c'$, i risultati di una serie di verifiche statiche effettuate in una fase preliminare dello studio e volte ad esaminare le condizioni di stabilità dell’argine prima dell’evento sismico. L’approccio adottato è quello di JANBU [1954], rivelatosi il più cautelativo fra i metodi implementati nel software in uso. Le analisi hanno restituito coefficienti di sicurezza sempre maggiori dell’unità, a conferma di una condizione di sostanziale stabilità della struttura, sebbene in talune sezioni il margine di sicurezza sia risultato particolarmente esiguo. Per la sua maggiore acclività, il paramento lato campagna è risultato generalmente caratterizzato da un coefficiente di sicurezza più basso rispetto a quello valutato sul lato canale.

Le verifiche sono state eseguite considerando condizioni drenate in tutti i terreni (con i parametri di resistenza al taglio specificati nella sezione 6) o, alternativamente, considerando condizioni non drenate per la sola unità argillosa C (in questo caso caratterizzata da $s_u = 55$ kPa); l’assunzione di una condizione non drenata nell’Unità C non ha influenzato né la posizione della superficie di scorrimento né il coefficiente di sicurezza.

10.1. Analisi pseudo-statiche

Nelle analisi di stabilità pseudo-statiche, i valori dei coefficienti sismici k_h e k_v , rispettivamente necessari per caratterizzare le componenti orizzontale e

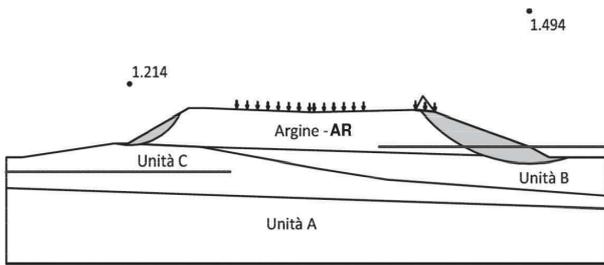


Fig. 22 – Sezione $c-c'$: verifiche statiche lungo i lati canale e campagna.

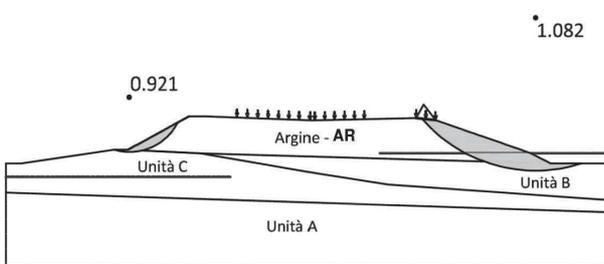
Fig. 22 – Cross-section $c-c'$: static stability analyses of both canal and land side slopes.

verticale dell'azione sismica, sono stati determinati a partire dai profili di accelerazione massima ottenuti dalle analisi di risposta sismica locale. A tale scopo, facendo riferimento al profilo medio delle accelerazioni massime ottenute dalle singole analisi, si è preliminarmente provveduto a determinare un'accelerazione equivalente a_{eq} calcolata come il valore medio lungo l'altezza del corpo di frana. In virtù della mutua dipendenza fra a_{eq} e la profondità della superficie di scorrimento, tale calcolo si effettua per iterazioni successive, a partire dalle superfici ottenute nell'analisi statica.

Il coefficiente sismico in direzione orizzontale k_h è stato quindi determinato come segue:

$$k_h = \beta \cdot \frac{a_{eq}}{g} \quad (5)$$

Come noto, la scelta del valore di β è correlata a un valore ritenuto ammissibile per gli spostamenti, con β decrescente all'aumentare dello spostamento ammissibile [RAMPOLLO e SILVESTRI, 2009]: quest'ultimo dipende da molteplici fattori, tra i quali la presenza e la natura di strutture/infrastrutture esistenti, il livello di protezione che si intende adottare, la gravità dei danni connessi ad un eventuale movimento franoso. Considerato l'elevato grado di urbanizzazione dell'argine, si è assunto un valore di β pari a 0.5, conformemente a quello prescritto da EC8 [pr(EN) 1998-5, 2003]: esso corrisponde ad uno spostamento



Analisi lato campagna		Analisi lato canale	
k_h	0.12	k_h	0.11

Fig. 23 – Sezione $c-c'$: verifiche pseudo-statiche lungo i lati canale e campagna.

Fig. 23 – Cross-section $c-c'$: pseudo-static analyses of both canal and land side slopes.

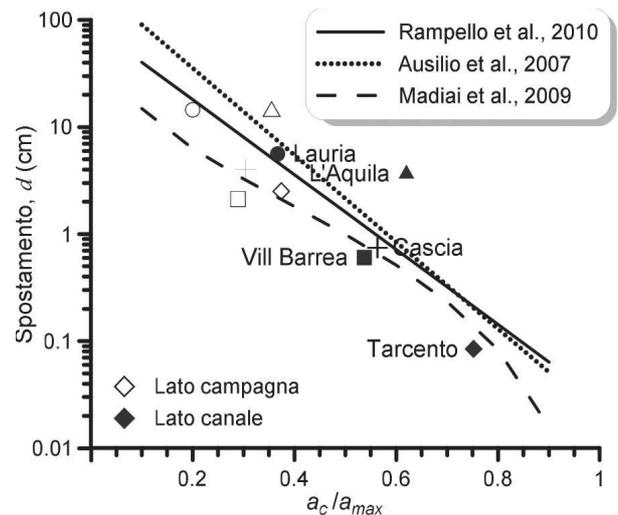


Fig. 24 – Spostamenti calcolati in corrispondenza della sezione $c-c'$, lato canale (simboli pieni) e lato campagna (simboli vuoti), messi a confronto con alcune relazioni empiriche di letteratura.

Fig. 24 – Comparison between displacements computed on both canal (black symbols) and land sides (white symbols), along cross-section $c-c'$, and relative predictions obtained from the application of different empirical correlations.

ammissibile dell'ordine di 2 cm, stimato sulla base della correlazione empirica di RAMPOLLO *et al.* [2010]. In accordo con quanto indicato dall'Eurocodice 8 nonché dal DM 14/1/2008, il coefficiente sismico in direzione verticale k_v , è stato assunto pari alla metà di k_h , con le azioni verticali considerate cautelativamente dirette verso l'alto.

Le analisi sono state condotte senza prendere in considerazione le variazioni di pressione interstiziale indotte dalla sollecitazione ciclica nei terreni arginiferi.

I risultati delle analisi pseudo-statiche, effettuate con riferimento alla consueta sezione $c-c'$, sono ri-

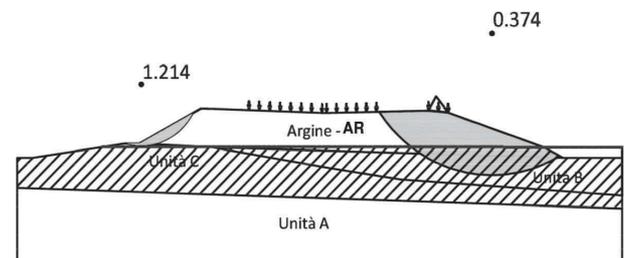


Fig. 25 – Sezione $c-c'$: verifiche post-sismiche in presenza di sovrappressioni interstiziali lungo i lati canale e campagna. Con il tratteggio sono indicati i terreni soggetti all'incremento di pressioni interstiziali.

Fig. 25 – Cross-section $c-c'$: post-seismic stability analyses of bank slopes taking into account seismic-induced excess pore water pressures. Dashed area shows the unit soils subjected to excess pore water pressures.

portati in figura 23, unitamente all'informazione sui diversi valori del coefficiente sismico k_h adottati per le verifiche lato canale e lato campagna. Si osserva che le superfici critiche risultano praticamente invariate rispetto a quelle delle verifiche statiche mostrate in figura 22: il paramento sul lato canale continua ad essere stabile anche in condizioni sismiche, sebbene con un ridotto margine di sicurezza, mentre sul lato campagna l'effetto combinato delle azioni sismiche lievemente maggiori e della presenza della formazione argillosa di scadenti proprietà meccaniche al piede del rilevato conducono all'instabilità del paramento.

Dalle verifiche pseudo-statiche condotte nelle altre aree di indagine emerge una situazione molto simile a quella appena illustrata per la sezione $c-c'$, talvolta perfino più gravosa per quel che riguarda la stabilità del paramento lato canale (ad esempio nelle sezioni $a-a'$ e $b-b'$). In ogni caso, le potenziali superfici di scorrimento messe in evidenza dalle analisi sia lato canale, sia lato campagna, interessano spessori ridotti del paramento e sono tali da escludere fenomeni di instabilità profonda in grado di interessare una porzione significativa della struttura arginale, associabili al sistema di fratture osservato dopo il sisma sulla cresta del rilevato.

10.2. Analisi agli spostamenti

La risposta del pendio all'azione sismica è stata successivamente analizzata in termini di spostamenti cumulati, mediante analisi dinamiche semplificate che permettono di valutare gli effetti della storia delle accelerazioni. Il calcolo è stato effettuato attraverso il classico modello di blocco rigido scorrevole su un piano inclinato [NEWMARK, 1965], utilizzando ciascuno degli accelerogrammi di input già menzionati nella sezione 7. In un tale approccio l'entità dello spostamento finale dipende sia dall'azione sismica, sia dalle caratteristiche geotecniche e geometriche del pendio [AGI, 2005].

Seguendo la consolidata procedura di applicazione del metodo [AGI, 2005], con un approccio pseudo-statico sono state preliminarmente determinate l'accelerazione critica a_c e l'associata superficie critica cui corrispondono condizioni di equilibrio limite ($FS = 1$). In corrispondenza della sezione $c-c'$, il valore di a_c calcolato per il paramento lato campagna è risultato pari a 0.085g, più basso di quello sul lato canale (0.142g) in virtù della presenza dello strato argilloso alla base del rilevato. Nel calcolo non si è tenuto conto di possibili incrementi di pressioni interstiziali, ed al limite di fenomeni di liquefazione, nello strato di sabbia limosa: in tal caso, il valore dell'accelerazione critica per il lato canale avrebbe potuto ridursi, con ovvie ripercussioni sulla stima degli spostamenti. Inoltre non si è tenuto conto del-

la componente verticale dell'accelerazione sismica i cui effetti, come evidenziato da alcuni Autori [LING *et al.*, 1997; SIMONELLI e DI STEFANO, 2001], sono percentualmente irrilevanti per spostamenti significativi dal punto di vista ingegneristico (ovvero superiori a circa 1 cm).

Assimilando il pendio ad un deposito a strati orizzontali soggetto a propagazione verticale di onde S, l'accelerogramma equivalente $a_{eq}(t)$ da utilizzare nell'analisi alla Newmark corrisponde al rapporto tra le azioni inerziali agenti sul volume potenzialmente instabile e la sua massa. In particolare, per portare in conto la variabilità spaziale dell'azione sismica all'interno del pendio, $a_{eq}(t)$ è stato ottenuto dall'analisi monodimensionale di risposta sismica locale come rapporto tra la storia temporale delle tensioni tangenziali, $\tau(t, H)$, e la tensione verticale totale, $\sigma(H)$, alla base (H) del corpo di frana:

$$a_{eq} = \frac{\tau(t, H)}{\sigma(H)} \cdot g \quad (6)$$

In tabella VI sono riportati i valori degli spostamenti cumulati lungo il paramento sul lato canale e sul lato campagna, calcolati a partire dai cinque segnali sismici selezionati. Come atteso, gli spostamenti del paramento lato campagna risultano sistematicamente più elevati di quelli calcolati sul lato opposto. Si osserva inoltre che gli spostamenti più significativi su entrambi i lati sono associati ai segnali sismici registrati a Lauria e a L'Aquila: in corrispondenza del paramento sul lato campagna, essi raggiungono valori superiori a 10 cm e sarebbero tali da compromettere la piena fruizione dell'arteria stradale e degli edifici ubicati sull'argine, mentre sul lato opposto l'ordine di grandezza è confrontabile con quelli verificatisi in occasione dell'evento sismico del 20 maggio 2012.

In figura 24 i valori calcolati di spostamento, rappresentati in funzione del rapporto tra l'accelerazione critica a_c e quella massima indotta dal sisma a_{max} , sono messi a confronto con le stime ottenute dall'applicazione di alcune correlazioni empiriche di letteratura (RAMPELLO *et al.*, 2006 per terreno deformabile; AUSILIO *et al.*, 2007; MADIAI, 2009, per roccia e terreno) per

Tab. VI – Stima degli spostamenti per la sezione $c-c'$.
Tab. VI – Predicted displacements along cross-section $c-c'$.

Input	d [cm]	
	Lato campagna	Lato canale
Tarcento	2.5	0.1
Cascia	4.1	0.7
Villetta Barrea	2.1	0.6
Lauria	14.5	5.6
L'Aquila	14.9	3.7

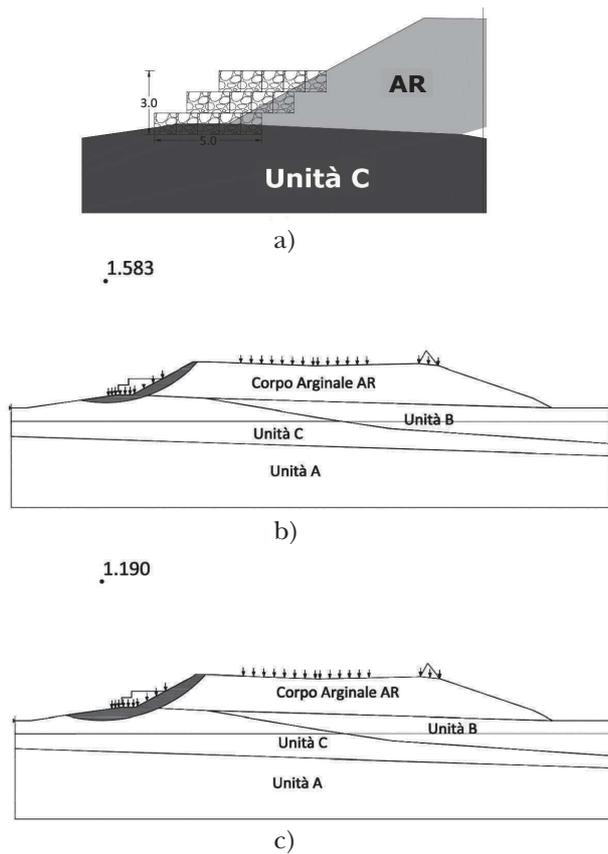


Fig. 26 – Sezione c-c': intervento di mitigazione lato campagna mediante gabbioni. a) Particolare della geometria dei gabbioni; b) verifica statica; c) verifica pseudo-statica.
 Fig. 26 – Cross-section c-c': use of gabion walls to improve landside slope stability. a) Detail of the gabion wall geometry; b) static stability analysis; c) pseudo-static stability analysis.

la previsione degli spostamenti indotti dal terremoto. I valori degli spostamenti calcolati con l'analisi dinamica semplificata sono quasi sempre inferiori a quelli stimati dalle correlazioni empiriche più cautelative; nei casi in cui questo non accade, va osservato che le correlazioni considerate si riferiscono ad una probabilità di non superamento del 90% e non tengono conto delle registrazioni del terremoto dell'Aquila 2009.

10.3. Analisi post-sismiche

Per verificare la stabilità post-sismica del rilevato arginale, le analisi di stabilità statiche sono state ripetute prendendo in considerazione il contributo degli incrementi di pressione interstiziale Δu indotti dal sisma nei terreni sotto falda appartenenti alle diverse unità.

La valutazione dell'incremento delle pressioni interstiziali nelle unità AR, B ed A è stata effettuata sulla base dei risultati delle prove di taglio semplice non drenate cicliche, utilizzando le curve che

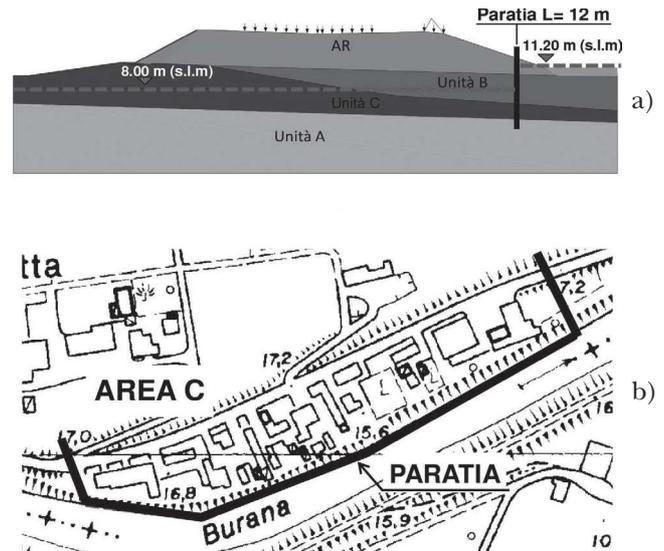


Fig. 27 – Area C, intervento di mitigazione lato canale mediante barriera impermeabile di separazione. Disposizione della palancola vista in sezione a) e in pianta b).
 Fig. 27 – Stabilization of the canal side slope in area C through waterproof barrier. Steel sheet pile wall in place: section (a) and plan (b).

descrivono l'andamento del rapporto delle pressioni interstiziali cicliche R_u al variare del numero di cicli normalizzato N_c/N_{liq} . In particolare, si è fatto riferimento ad un valore N_c di cicli equivalenti uniformi di carico corrispondente alla magnitudo dell'evento sismico [SEED e IDRIS, 1982] e ad un valore del numero di cicli corrispondente alla condizione di liquefazione (N_{liq}). Quest'ultimo è ottenibile dalle curve di liquefazione in corrispondenza del rapporto tensionale ciclico indotto dal sisma alla profondità di interesse.

La tabella VII riporta i valori di R_u ottenuti per la sezione c-c': le stime proposte, calcolate tenendo conto che la sequenza sismica è stata caratterizzata da tre eventi principali avvenuti a distanza di pochi minuti, sono da ritenersi stime cautelative degli incrementi post-sismici, in quanto misurati in condizioni di drenaggio completamente impedito.

Per la determinazione dell'incremento di pressioni interstiziali nell'unità argillosa C, sulla quale non sono state eseguite prove di taglio ciclico non drenate, si è invece fatto riferimento alla relazione di MATSUI *et al.* [1980] per i terreni coesivi, descritta dalla seguente equazione:

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_0} = \beta \cdot \left[\log \frac{\gamma_{c,max}}{\gamma_v} \right] \quad (7)$$

dove:

σ'_0 è la tensione media efficace litostatica alla profondità considerata, $\gamma_{c,max}$ è la deformazione di taglio massima raggiunta durante il sisma, ricavata dalle analisi di risposta sismica locale (Fig. 19), β è un

Tab. VII – Valori di $R_u (= \Delta u / \sigma'_v)$ assunti per le analisi statiche in presenza di sovrappressioni interstiziali.Tab. VII – Values of $R_u (= \Delta u / \sigma'_v)$ used in the static analyses accounting for the excess pore water pressures.

Sez.	Lato	Unità AR $R_u = \Delta u / \sigma'_v$	Unità B $R_u = \Delta u / \sigma'_v$	Unità C $R_u = \Delta u / \sigma'_v$	Unità A $R_u = \Delta u / \sigma'_v$
c-c'	Campagna	-	-	0.23	-
	Canale	0.75	0.75	0.24	-

coefficiente empirico, posto in genere pari a 0.45, mentre γ_v è la deformazione di soglia volumetrica, desunta pari a 0.03% dai risultati delle prove di colonna risonante.

La figura 25 mostra i risultati delle verifiche effettuate sulla sezione c-c', peraltro pienamente rappresentativi della risposta riscontrata in corrispondenza delle altre sezioni in esame: si osserva che le condizioni di stabilità sul lato campagna non vengono modificate dall'insorgere delle pressioni interstiziali nei terreni sotto falda, in virtù del fatto che la superficie più critica nelle verifiche di stabilità si sviluppa per intero al di sopra della superficie libera della falda. Al contrario, in condizioni post-sismiche il paramento sul lato canale risulta instabile, con un coefficiente di sicurezza FS significativamente minore dell'unità, a causa del valore piuttosto elevato assunto per $R_u (=0.75)$ nell'Unità B e del conseguente notevole incremento di pressione interstiziale. Il valore di FS ottenuto è senz'altro condizionato da ipotesi molto cautelative sulle condizioni di falda e di drenaggio ma, pur risultando poco rappresentativo rispetto alle reali evidenze del sisma, conferma il ruolo cruciale della pressione interstiziale all'interno dello strato B per la stabilità della struttura arginale e suggerisce possibili strategie di intervento ai fini di mitigazione.

11. Possibili interventi di mitigazione

I risultati delle analisi di stabilità riportate ai paragrafi precedenti mostrano che i dissesti osservati nell'argine a seguito dell'evento del 20 maggio 2012

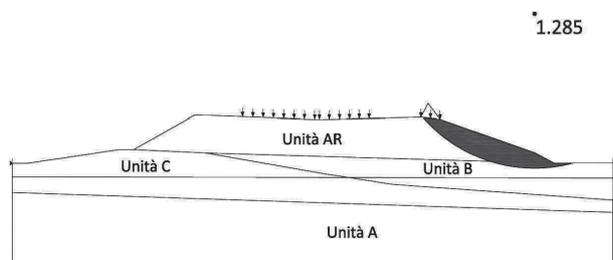


Fig. 28 – Area C, intervento di mitigazione lato canale mediante abbassamento della falda: verifica pseudo-statica in condizioni successive alla realizzazione dell'intervento.

Fig. 28 – Stabilization of the canal side slope in area C through waterproof barrier: pseudo-static analysis after intervention.

possono aver avuto origini diverse, in riferimento al paramento sul quale sono stati rilevati: infatti, sul lato campagna le azioni sismiche conducono a condizioni prossime a quelle di equilibrio limite, limitatamente ad una porzione superficiale del fianco, anche senza tenere in considerazione le sovrappressioni interstiziali indotte dal sisma, mentre sul lato canale l'innesco degli scorrimenti è strettamente associato all'insorgere delle sovrappressioni interstiziali nei terreni sotto falda. In relazione a quest'ultimo aspetto, le analisi di suscettibilità alla liquefazione descritte nella sezione 9 hanno ulteriormente evidenziato il ruolo cruciale della falda più superficiale, alimentata dal vicino canale, la cui presenza è in grado di determinare estesi fenomeni di liquefazione in corrispondenza dei livelli sabbiosi e limo-sabbiosi dell'Unità B.

Alla luce di questi risultati, gli interventi di consolidamento finalizzati alla mitigazione del rischio nei confronti di eventi sismici futuri dovranno differenziarsi in relazione ai diversi meccanismi responsabili dei fenomeni deformativi osservati sull'argine.

In corrispondenza del paramento sul lato campagna, l'aggiunta di un sovraccarico al piede dell'argine, da realizzarsi con la costruzione di una gabbionata o, in alternativa, modificando il profilo della scarpata mediante l'inserimento di una berma di materiale drenante, potrebbe rappresentare una contromisura sufficiente per ridurre la vulnerabilità della struttura. Le analisi di stabilità, sia statiche sia pseudo-statiche, hanno confermato l'efficacia di questa proposta di intervento: a titolo di esempio, la figura 26 riporta i risultati delle verifiche effettuate sulla sezione c-c' in presenza di gabbionate disposte secondo la geometria indicata in (a), schematizzate come un sovraccarico ($\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$) e assunte prive di resistenza al taglio.

La costruzione di una berma, costituita dallo stesso terreno dell'unità sabbiosa profonda A e ipotizzata in prima battuta avente base di 4 metri (pari al doppio della distanza tra il piede del pendio e la traccia della superficie di scorrimento sul piano campagna) e altezza di 2 m, conduce a risultati poco dissimili da quelli appena mostrati per le gabbionate. Nelle verifiche la berma è stata considerata dotata di peso proprio ($\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$), ipotizzando un materiale messo in opera ad un contenuto d'acqua minore di quello di saturazione, e caratterizzata dallo stesso angolo di resistenza al taglio a volume costan-

te ($\phi'_{cv} = 37^\circ$) ricavato dalle prove triassiali per le sabbie dell'acquifero profondo, trascurando l'effetto di un eventuale costipamento sulla resistenza.

Il beneficio derivante dalle soluzioni proposte emerge anche dalle analisi agli spostamenti, le quali hanno restituito valori massimi di spostamento pari a 5.5 cm (in presenza di gabbioni) e 7.5 cm (con berma), significativamente inferiori a quanto previsto in assenza di interventi (≈ 15 cm, Fig. 24).

Sul lato canale, l'isolamento idraulico tra il canale ed il corpo arginale, finalizzato all'abbassamento della falda negli strati limo-sabbiosi dell'Unità B fino al livello che compete all'acquifero padano, potrebbe risultare un'efficace strategia per annullare o ridurre lo sviluppo di sovrappressioni interstiziali all'interno di questo orizzonte stratigrafico, garantendo così un adeguato margine di sicurezza in condizioni sismiche. Fra le diverse soluzioni ingegneristiche in grado di produrre l'auspicata sconnessione idraulica, l'inserimento al piede dell'argine di una paratia composta da palancole metalliche a gargami chiusi, prolungata oltre i terreni argillosi dell'Unità C, si configura come un sistema di facile installazione e di elevata efficienza (Fig. 27).

Assumendo le nuove condizioni di falda, le verifiche pseudo-statiche (Fig. 28) mostrano un miglioramento delle condizioni di stabilità ($FS = 1.285$, per la sezione $c-c'$); similmente, le analisi di suscettibilità alla liquefazione evidenziano una significativa riduzione dell'indice del potenziale di liquefazione.

L'analisi statica post-sismica, cautelativamente effettuata senza considerare la presenza di una struttura di sostegno in grado di incrementare la resistenza lungo le superfici di scorrimento, continua invece a segnalare una situazione di instabilità ($FS = 0.943$), senz'altro dovuta allo strato limo-sabbioso dell'Unità B che si estende al di sotto del pelo libero dell'acquifero padano. Qualora tali condizioni si verificassero anche tenendo conto del contributo degli elementi strutturali di ritenuta, l'installazione di dreni verticali potrebbe facilitare la dissipazione in tempi rapidi dell'eventuale sovrappressione generata durante la sollecitazione sismica.

12. Conclusioni

A seguito della sequenza sismica che ha colpito la pianura padana emiliana nel maggio 2012, un tratto di argine del Canale Diversivo di Burana, della lunghezza di circa 3 km e situato nel piccolo abitato di Scortichino (Bondeno, Ferrara), è stato interessato da significativi sistemi di fratture longitudinali e fenomeni deformativi che hanno a loro volta causato ampi e severi dissesti agli edifici ivi presenti e alla strada comunale che corre sulla cresta del rilevato arginale.

Nel presente articolo è stato descritto l'ampio studio promosso dalla Regione Emilia-Romagna in collaborazione con l'Associazione Geotecnica Italiana, finalizzato alla comprensione dei meccanismi responsabili dei dissesti osservati, alla previsione di possibili scenari futuri in caso di eventi simili e all'individuazione di metodologie di intervento per la messa in sicurezza della struttura arginale nei confronti di terremoti futuri. Lo studio può quindi rappresentare un utile riferimento in virtù del fatto che, in ambito nazionale, costituisce l'unico caso di danneggiamenti osservati in rilevati arginali a seguito di un sisma, peraltro in un'area di moderata sismicità. Quest'ultimo aspetto vi conferisce rilevanza anche a livello internazionale, in quanto le informazioni disponibili sull'argomento nella letteratura scientifica fanno generalmente riferimento a terremoti di elevata intensità, in special modo quelli avvenuti nell'ultimo decennio in Giappone.

L'articolato programma sperimentale, comprensivo di indagini in sito e prove di laboratorio per la caratterizzazione in campo statico e dinamico dei terreni, ha permesso di ricostruire con dettaglio il modello geotecnico dell'intero sistema arginale e di riconoscere, all'interno del corpo del rilevato e del substrato immediatamente sottostante, livelli limo-sabbiosi in grado di sviluppare significative sovrappressioni interstiziali e perciò potenzialmente suscettibili di fenomeni di liquefazione. In tali alternanze limo-sabbiose ha sede un acquifero freatico poco trasmissivo, in contatto idraulico con il Canale Diversivo e separato dall'acquifero in pressione individuato nelle sabbie medie e grossolane profonde.

Le analisi illustrate nell'articolo, benché basate su approcci semplificati, hanno permesso innanzitutto di verificare che, in assenza di sollecitazioni sismiche, la struttura arginale si trova in una condizione di sostanziale stabilità tanto sul lato campagna quanto sul lato canale. Per quanto riguarda le verifiche di stabilità in condizioni sismiche, la mancanza di registrazioni accelerometriche in prossimità dell'area di studio non ha permesso di definire la reale severità dell'evento del 20 maggio. Pertanto, le analisi sono state effettuate con riferimento ad un set di segnali accelerometrici estratti da un database nazionale e scalati al valore di accelerazione massima atteso al sito determinato in base ad una legge di attenuazione locale. Dall'insieme delle verifiche pseudo-statiche e post-sismiche è emerso che i dissesti osservati nell'argine a seguito dell'evento del 20 maggio 2012 possono aver avuto origini diverse, in riferimento al parametro sul quale sono stati rilevati: sulla scarpata lato campagna le azioni sismiche inducono condizioni di stabilità critiche, ma con superfici di scorrimento poco profonde, non correlabili ai danneggiamenti osservati; sul lato canale le potenziali superfici di scorrimento sono più profonde ma associate a valori

più alti del coefficiente di sicurezza. Inoltre, mentre per il fianco lato campagna le condizioni di instabilità vengono raggiunte indipendentemente dal contributo dell'incremento delle pressioni interstiziali indotte dall'azione sismica, per il fianco lato canale l'instabilità tende a verificarsi solo in presenza di sovrappressioni interstiziali nei terreni arginali sotto falda.

Le verifiche di liquefazione sono state eseguite con metodi semplificati basati sull'interpretazione di prove dilatometriche e penetrometriche e sui risultati di prove cicliche di laboratorio. Per le analisi è stato utilizzato un input sismico caratterizzato da un valore di magnitudo prossimo a quello della scossa principale del 20 maggio 2012; i valori della sollecitazione indotta dallo scuotimento sono stati ricavati da analisi di risposta sismica locale effettuate con il set di accelerogrammi spettro-compatibili selezionati. I risultati ottenuti, con valori del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione inferiori all'unità in corrispondenza di alcuni livelli sabbiosi, soprattutto lato canale, segnalano l'occorrenza di liquefazione nello strato di sabbie limose sottostanti il rilevato arginale, lasciando ipotizzare che le deformazioni osservate alla sommità del corpo arginale possano essere associate a tali fenomeni. Tuttavia, i valori dell'indice del potenziale di liquefazione calcolati per tutte le verticali esaminate sono bassi e tali da non giustificare gli effetti osservati. Le evidenze di liquefazione conseguenti all'evento sismico del 20 maggio sono state infatti molto estese e diffuse in molte aree dell'Emilia, e costituiscono un'anomalia se riferite alla magnitudo dell'evento principale ($M_L = 5.9$). Alcuni ricercatori ritengono che la particolare sequenza sismica, con scosse di magnitudo importante, molto ravvicinate nel tempo, abbia potuto determinare un accumulo di sovrappressioni interstiziali pari a quello prodotto da un unico evento di magnitudo equivalente ($M_{eq} \cong 6.2$) superiore a quella dell'evento principale.

In conclusione, la spiegazione più probabile di quanto avvenuto lungo l'argine del Canale Diversivo di Burana, in località Scortichino, potrebbe essere la liquefazione di uno strato di sabbia lato canale, con conseguente fenomeno di *lateral spreading* e/o di instabilità del fianco del rilevato.

Alla luce di questi risultati, al fine di mitigare il rischio nei confronti di eventi sismici futuri, le metodologie di intervento suggerite sono diverse in relazione al paramento arginale considerato: le condizioni di stabilità lato campagna potranno infatti essere migliorate aggiungendo un sovraccarico al piede dell'argine, tramite la costruzione di una gabbionata o l'inserimento di una berma di materiale drenante, mentre sul lato canale risulta cruciale la riduzione del carico idraulico nelle sabbie limose generalmente presenti nei primi 10 metri di profondità, attraverso

la realizzazione di un intervento che isoli idraulicamente il canale dal corpo arginale.

Futuri sviluppi dello studio riguarderanno la realizzazione di analisi dinamiche più approfondite, basate su modelli bidimensionali o monodimensionali in tensioni efficaci, in grado di rappresentare in maniera più dettagliata ed esaustiva i fenomeni di dissesto osservati.

Bibliografia

- AGI (2005) – *Aspetti geotecnici della progettazione in zone sismiche*. Linee Guida. Pàtron Editore, Bologna.
- ANDRUS R.D., STOKOE K.H. II. (2000) – *Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity*. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 126, n. 11, pp. 1015-1025.
- AUSILIO E., SILVESTRI F., TROPEANO G. (2007) – *Simplified relationships for estimating seismic slope stability*. ISSMGE – ETC12 Workshop: "Geotechnical aspects of EC8". September 24-27, Madrid, Spain.
- ATHANASOPOULOS-ZEKKOS A., SAADI M. (2012) – *Ground motion selection for liquefaction analysis of earthen levees*. Earthq. Spectra, 28, n. 4, pp. 1331-1351.
- ATHANASOPOULOS-ZEKKOS A., SEED R.B. (2013) – *Simplified Methodology for Consideration of 2D Dynamic Response of Levees in Liquefaction Triggering Evaluation*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 139, pp. 1911-1922.
- BARDET J. P., ICHII K., LIN C.H. (2000) – *EERA. A computer program for equivalent-linear earthquake site response analyses of layered soil deposits*. University of Southern California.
- BAZIAR M.H., SHAHNAZARI H., SHARAFI H. (2011) – *A laboratory study on the pore pressure generation model for Firouzkooh silty sands using hollow torsional test*. International Journal of Civil Engineering, 9, n. 2, pp. 126-134.
- BINDI D., PACOR F., LUZI L., PUGLIA R., MASSA M., AMERI G., PAOLUCCI R. (2011) – *Ground motion prediction equations derived from the Italian strong motion database*. Bull Earthquake Eng., vol IX, n. 6, pp. 1899-1920.
- CASTELLI V., BERNARDINI F., CAMASSI R., CARACCILO C.H., ERCOLANI E., POSTPISCHL L. (2012) – *Looking for missing earthquake traces in the Ferrara-Modena plain: an update on historical seismicity*. Annals of Geophysics, 55, n. 4, pp. 519-524.
- DM 14/1/(2008) – *Norme Tecniche per le Costruzioni*. S.O. n. 30 - Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, n. 20 - 4/2/2008.
- FACCIORUSSO J., MADIAI C., VANNUCCHI G. (2014) – *Effetti di liquefazione osservati a San Carlo (FE) durante il terremoto del 20 maggio e stima del rischio di liquefazione*. Atti del XXV Convegno Nazionale di Geotecnica, Baveno 4-6 giugno, 2014, vol. II, pp. 157-164.
- FIORAVANTE V., GIRETTI D., ABATE G., AVERSA S., BOLDINI D., CAPILLERI P.P., CAVALLARO A., CHAMLAGAIN D., CRE-

- SPELLANI T., DEZI F., FACCIORUSSO J., GHINELLI A., GRASSO S., LANZO G., MADIAI C., MASSIMINO M. R., MAUGERI M., PAGLIAROLI A., RAINIERI C., TROPEANO G., SANTUCCI DE MAGISTRIS F., SICA S., SILVESTRI F., VANNUCCHI G. (2013) – *Earthquake Geotechnical Engineering Aspects of the 2012 Emilia-Romagna Earthquake (Italy)*. Proc. 7th Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, Paper EQ-5, 34 pp.
- GALLI P. (2000) – *New empirical relationships between magnitude and distance for liquefaction*. Tectonophysics, 324, pp. 169-187.
- GALLI P., CASTENETTO S., PERONACE E. (2012) – *Rilievo macrosismico MCS speditivo. Rapporto finale*. Dipartimento della Protezione Civile – Ufficio Rischio Sismico e Vulcanico.
<http://www.protezionecivile.gov.it/resources/cms/documents/TerremotoEmiliaMCS.pdf>
- GEOSLOPE International Ltd. (2007) – *SLOPE/W User's manual*. Calgary, Alberta, Canada.
- GIRETTI D., FIORAVANTE V., MARTELLI L. (2013) – *Centrifuge tests to evaluate the Po river bank seismic response*. Atti del 4th Int. Conf. Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Coutinho and Mayne (Eds.), CRC Press, Taylor and Francis Group.
- GOTTARDI G., AMOROSO S., BARDOTTI R., BONZI L., CHIARADONNA A., D'ONOFRIO A., FIORAVANTE V., GHINELLI A., GIRETTI D., LANZO G., MADIAI C., MARCHI M., MARTELLI L., MONACO P., PORCINO D., RAZZANO R., ROSSELLI S., SEVERI P., SILVESTRI F., SIMEONI L., TONNI L., VANNUCCHI G. (2014) – *Analisi di stabilità di un argine danneggiato dalla sequenza sismica emiliana del 2012*. Atti del XXV Convegno Nazionale di Geotecnica, Baveno, n. 2, pp. 165-175.
- IDRISS I.M. (1999) – *An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential*. Proc. TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, Publ. n. FHWA-RD-99-165.
- IDRISS I.M., BOULANGER R.W. (2004) – *Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes*. Proc. 11th Int. Conf. on Soil Dyn. and Earthquake Engrg. and 33^d Int. Conf. on Earthquake Geotech. Engrg., Doolin *et al.* (Eds.), University of California, Berkeley, n. 1, pp. 32-56.
- IDRISS I.M., BOULANGER R.W. (2008) – *Soil liquefaction during earthquakes*. Monograph n. MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 261 pp.
- ISHIHARA K. (1993) – *Liquefaction and flow failure during earthquakes*. Géotechnique, 43, n. 3, pp. 351-415.
- ISIDE Working Group, 2010. Italian Seismological Instrumental and parametric database: <http://iside.rm.ingv.it>
- ITACA 1.1, 2011, Italian Accelerometric Archive (1972-2011) version 1.1, <http://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet/>
- IWASAKI T., TOKIDA K., TATSUOKA F., YASUDA S. AND SATO H. (1982) – *Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods*. Proc. 3rd Int. Conf. on Microzonation, Seattle, n. 3, pp. 1319-1330.
- JAMIOLKOWSKI M., LADD C.C., GERMAINE J.T., LANCELLOTTA R. (1985) – *New developments in field and lab testing of soils*. Proc. 11th ICSMGE, n. 1, pp. 57-154.
- JAMIOLKOWSKI M., LO PRESTI D.C.F., MANASSERO M. (2001) – *Evaluation of relative density and shear strength of sands from cone penetration test and flat dilatometer test*. Soil Behaviour and Soft ground Construction (GSP 119), pp. 201-238. ASCE, Virginia.
- JANBU N. (1954) – *Stability analysis of slopes with dimensionless parameters*. Soil Mechanics Series, 46, Harvard University Press, Cambridge, Mass.
- KULHAWY F.H., MAYNE P.W. (1990) – *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Report EPRI EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto.
- KWAK D.Y., MIKAMI A., BRANDENBERG S.J., STEWART J.P. (2012) – *Ground motion estimation evaluation of levee performance in past earthquakes*. Proc. 9th International Conf. on Urban Earthquake Engineering/4th Asian Conference on Earthquake Engineering, 6-8 marzo 2012, Tokyo Inst. of Technology, Tokyo.
- LANDOLFI L. (2013) – *Analisi della risposta sismica locale in presenza di morfologie complesse di sottosuolo: il caso di Castelnuovo (AQ)*. Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II.
- LAURENZANO G., PRIOLO E. (2013) – *Studio sismologico per la caratterizzazione della risposta sismica di sito ai fini della microzonazione sismica di alcuni comuni della Regione Emilia-Romagna, Relazione sull'attività svolta*. Istituto Nazionale di Oceanografia e di Geofisica Sperimentale. Allegato 1.8 a "Microzonazione Sismica e analisi della condizione limite per l'emergenza delle aree epicentrali dei terremoti della Pianura Emiliana di Maggio-Giugno 2012 (Ordinanza del Commisario Delegato – Presidente della Regione Emilia-Romagna n. 70/2012)", Regione Emilia-Romagna. <http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/temi/sismica/speciale-terremoto/sisma-2012-ordinanza-70-13-11-2012-cartografia>
- LING H.I., LESHCHINSKY D., MOHRI Y. (1997) – *Soil slopes under combined horizontal and vertical seismic accelerations*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 26, n. 12, pp. 1231-1241.
- LOCATI M., CAMASSI R., STUCCHI M. (2011) – *DBMI11, la versione 2011 del Database Macrosismico Italiano*. Milano, Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11>, DOI: 10.6092/INGV.IT-DBMI11.
- LUNNE T., ROBERTSON P.K., POWELL J.J.M. (1997) – *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Blackie Academic & Professional. New York.
- MADIAI C. (2009) – *Correlazioni tra parametri del moto sismico e spostamenti attesi del blocco di Newmark*. Rivista italiana di geotecnica, n. 1, pp. 23-43.
- MARCHETTI S. (1980) – *In situ tests by Flat Dilatometer*. J. Geotech. Eng. Div., 106(GT3), 299-321.
- MARCHETTI S., CRAPPS D.K. (1981) – *Flat Dilatometer Manual*. Internal Report of G.P.E. Inc.

- MARCHETTI S., MONACO P., TOTANI G., CALABRESE M. (2001) – *The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations – A Report by the ISSMGE Committee TC16*. Official version approved by TC16 reprinted in Failmezger R.A. and Anderson J.B. (Eds.), *Flat Dilatometer Testing*, Proc. 2nd Int. Conf. on the Flat Dilatometer, pp.7-48.
- MARTELLI L., MARZIALI G. (2012) – *Terremoto 2012, geologia, rilievi agibilità, analisi dei danni*. A cura del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli, Regione Emilia-Romagna. Edizioni Labanti e Nanni. <http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/divulgazione/pubblicazioni/libri/terremoto-2012-geologia-rilievi-agibilita-analisi-dei-danni>
- MARTELLI L., SEVERI P., BIAVATI G., ROSSELLI S., CAMASSI R., ERCOLANI E., MARCELLINI A., TENTO A., GEROSA D., ALBARELLO D., GUERRINI F., LUNEDI E., PILEGGI D., PERGALANI F., COMPAGNONI M., FIORAVANTE V., GIRETTI D. (2014) – *Analysis of the local seismic hazard for the stability tests on the main bank of the Po River (Northern Italy)*. *Boll. Geof. Teor. Appl.*, 55, pp. 119-134.
- MATSUI T., OHARA H., ITO T. (1980) – *Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay*. *J. Geotech. Engineering*, ASCE, 106, n. 10, pp. 1101-1120.
- MATSUO O. (1996) – *Damage to river dikes*. *Soils and Foundations*, Special Issue 1 on Geotechnical Aspects of the January 17 1995, Hyogoken-Nambu Earthquake, pp. 235-240.
- MAYNE P.W., CAMPANELLA R.G. (2005) – *Versatile site characterization by seismic piezocone*. Proc. 16th ICSMGE, Osaka, 2, pp. 721-724.
- MELETTI C., D'AMICO V., AMERI G., ROVIDA A., STUCCHI M. (2012) – *Seismic hazard in the Po Plain and the 2012 Emilia earthquakes*. *Annals of Geophysics*, 55, n. 4, pp. 623-629.
- MERLI C., COLOMBO A., RIANI C., ROSSO A. MARTELLI L., ROSSELLI S., SEVERI P., BIAVATI G., DE ANDREA S., FOSATI D., GOTTARDI G., TONNI L., MARCHI M., GARCÍA MARTÍNEZ M.F., FIORAVANTE V., GIRETTI D., MADIAI C., VANNUCCHI G., GARGINI E., PERGALANI F., COMPAGNONI M. (2014) – *Seismic stability analyses of the Po river banks*. *Atti del XII IAEG Congress*, Torino, vol. II, pp. 877-880.
- NEWMARK N.W. (1965) – *Effects of earthquakes on dams and embankments*. *Géotechnique*, 15, n. 2, pp. 139-160.
- PERGALANI F., COMPAGNONI M., MADIAI M., SIMONI G., VANNUCCHI G., MARTELLI L. (2013) – *Vulnerabilità sismica degli argini delle casse di laminazione di alcuni affluenti del fiume Po*. *Ingegneria Sismica*, 30, n. 1, pp. 67-93.
- (pr)EN 1998-5 (2003). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. Final draft. CEN, Bruxelles.
- PORCINO D., CARIDI G., MALARA M., MORABITO E. (2006) – *An automated control system for undrained monotonic and cyclic simple shear tests*. *Geotechnical Engineering in the Information Technology Age- GeoCong06*, 26 February-1 March 2006, Atlanta (GA).
- RAMBERG W., OSGOOD W.R. (1943) – *Description of stress strain curves by three parameters*. Technical Note 902, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, D.C.
- RAMPELLO S., CALLISTO L., FARGNOLI P. (2006) – *Valutazione del coefficiente sismico equivalente*. Rapporto di Ricerca – Progetto ReLUI: Metodi innovativi per la progettazione di opere di sostegno e la valutazione della stabilità dei pendii – Linea 6.3 “Stabilità dei pendii”.
- RAMPELLO S., CALLISTO L., FARGNOLI P. (2010) – *Evaluation of slope performance under earthquake loading conditions*. *Rivista Italiana di Geotecnica*, n. 4, pp. 29-41.
- RAMPELLO S., SILVESTRI F. (2009) – *Force-based pseudo-static methods versus displacement based methods for slope stability analysis*. EC 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop, pp. 249-262, DoppiaVoce, Napoli.
- REGIONE EMILIA ROMAGNA (2007) – *Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica*. Delibera dell'Assemblea legislativa n° 112 oggetto n. 2131 del 2 maggio 2007. <http://www.regione.emilia-romagna.it/geologia/sismica>
- REYNA F., CHAMEAU J.L. (1991) – *Dilatometer Based Liquefaction Potential of Sites in the Imperial Valley*. Proc. 2nd Int. Conf. on Recent Adv. in Geot. Earthquake Engrg. and Soil Dyn., St. Louis, pp. 385-392.
- ROBERTSON P.K. (2009) – *Interpretation of cone penetration tests. A unified approach*. *Canadian Geotechnical Journal*, 46, n. 11, pp. 1337-1355.
- ROBERTSON P.K. (2012) – *The James K. Mitchell Lecture: Interpretation of in-situ tests – some insights*. Proc. ISC-4, Porto de Galinhas, Brazil, 1, pp. 3-24.
- ROVIDA A., CAMASSI R., GASPERINI P. STUCCHI M. (Eds.) (2011) – *CPTI11, the 2011 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes*. Milano/Bologna; <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI>
- SANTUCCI DE MAGISTRIS F., D'ONOFRIO A., SICA S. (2004) – *A step into the definition of the seismic risk for the city of Benevento (Italy)*. *Atti del 5th Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering*, pp. 3041-3048, University of Missouri-Rolla, ISBN: 9781887009072, New York.
- SASAKI Y., OSHIKI H., NISHIKAWA J. (1994) – *Embankment failure caused by the Kushiro-Oki earthquake of January 15, 1993*. Session publication during the 13th ICSMGE, Delhi, pp. 61-68.
- SASAKI Y., TOWHATA I., MIYAMOTO K., SHIRATO M., NARITA A., SASAKI T., SAKO S. (2012) – *Reconnaissance report on damage in and around river levees caused by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake*. *Soils and Foundations*, 52, n. 5, pp. 1013-1032.
- SCHNAID F., LEHANE B.M., FAHEY M. (2004) – *Characterisation of unusual geomaterials*. Proc. 2nd Interna-

- tional Conference on Site Characterization, ISC'2, Porto, Portugal, 19–22 September 2004, Viana de Fonseca and Mayne (Eds.), Millpress, Rotterdam, the Netherlands. vol. I, pp. 49-73.
- SEED H.B., IDRIS I.M. (1982) – *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley (CA).
- SIMONELLI A.L., DI STEFANO P. (2001) – *Effects of vertical seismic accelerations on slope displacement*. Fourth Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California (USA), Paper n. 5.34.
- SIMONINI P., COLA S., BERSAN S. (2014) – *Caratterizzazione geotecnica, meccanismi di collasso e monitoraggio degli argini fluviali*. Atti del XXV Convegno Nazionale di Geotecnica, Baveno, n. 1, pp. 229-268.
- SONMEZ H. (2003) – *Modification to the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol-Turkey)*. Environ. Geology, 44, n. 7, pp. 862-871.
- SUGITA H., TAMURA K. (2008) – *Development of seismic design criteria for river facilities against large earthquakes*. 14th WCEE, 12-17 ottobre, Beijing, Cina.
- TOWHATA I. (2014) – *Seismic performance of river levees; experience and prediction*. *Earthquake Geotechnical Engineering Design*. in Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, vol. XXXVIII, M. Maugeri e C. Soccodato (Eds.).
- VANNUCCHI G., CREPELLANI T., FACCIORUSSO J., GHINELLI A., MADIÀI C., PULITI A., RENZI S. (2012) – *Soil liquefaction phenomena observed in recent seismic events in Emilia-Romagna Region, Italy*. International Journal of Earthquake Engineering, 29, nn. 2-3, pp. 20-30.
- VANNUCCHI G., GOTTARDI G., MADIÀI C., MARCHI M., TONNI L. (2014) – *Analisi della probabilità di collasso arginale dei grandi fiumi*. Atti del XXV Convegno Nazionale di Geotecnica, Baveno, 1, pp. 303-319.

Interpreting the deformation phenomena triggered by the 2012 Emilia seismic sequence on the Canale Diversivo di Burana banks

Summary

The seismic sequence that in May 2012 struck a large area of the river Po Valley (Emilia-Romagna region, Northern Italy) triggered significant fractures and deformations in a number of riverbanks located close to the earthquake epicenter.

Among them, one of the most severely damaged structures turned out to be the banks of an irrigation canal known as Canale Diversivo di Burana, flowing through the small village of Scorticchio (Municipality of Bondeno), near the historic town of Ferrara. Large, longitudinally-oriented ground cracks were observed along a 3 km bank stretch, causing in turn severe structural damages to a large part of the approximately one hundred houses and productive activities built on the bank crown.

In order to interpret the response of such soil structure during the 2012 earthquake by identifying possible damage causes as well as to suggest relevant remedial measures and seismic risk mitigation actions towards possible future earthquakes, the Emilia-Romagna regional authority launched an in-depth study carried out by a number of research groups from various Italian universities in cooperation with technical experts of the Geological, Seismic and Soil Survey Regional Department.

To this purpose, a number of geotechnical investigations were performed (in situ and laboratory tests) and an accurate geotechnical model for the seismic stability analyses was thus defined. Potential liquefaction phenomena of the shallow sandy soils, in the foundation subsoil, were taken into account in the analyses.

The paper describes the main features of the extensive study carried out by the working group and summarizes the most significant achievements of the analyses.