STUDI DI GEOTECNICA SISMICA RELATIVI ALLA PROGETTAZIONE DELLA SS 79 DIRETTRICE TERNI-RIETI

G.Lanzo*, A.Pagliaroli**, G.Scasserra***, P.Iasiello****, F.Capozucca****

* Sapienza Università di Roma, Roma
** CNR – IGAG, Roma
*** *Ground Engineering*, Roma
**** Anas S.p.A., Roma

SOMMARIO
In questa nota sono illustrati gli studi di geotecnica sismica effettuati nell'ambito della progettazione in fase definitiva della S.S. 79 Direttrice Roma – Terni. Questa infrastruttura, pur avendo una lunghezza limitata, ricade in un'area caratterizzata da significativa pericolosità sismica locale. Le specifiche condizioni geomorfologiche, e in particolare la presenza di una valle riempita di terreni lacustri-palustri di scadenti proprietà meccaniche, rappresentano condizioni favorevoli allo sviluppo di fenomeni di amplificazione locale e di liquefazione. Le indagini eseguite hanno consentito la definizione di un attendibile modello geologico e di un adeguato modello geotecnico di sottosuolo. La valutazione dei fenomeni di amplificazione sismica è stata effettuata mediante analisi bidimensionali di risposta sismica locale condotte con il codice di calcolo FLAC mentre le verifiche alla liquefazione sono state condotte con metodi dinamici semplificati e con metodi dinamici completi. I risultati di questi studi condizionano sia l'azione sismica da assumere per la progettazione delle opere sia l'adozione di eventuali provvedimenti per contrastare l'occorrenza della liquefazione.

Parole chiave: risposta sismica locale bidimensionale, liquefazione, metodi dinamici semplificati, metodi dinamici completi.

1 INTRODUZIONE

Nella progettazione di opere a sviluppo lineare, come le infrastrutture viarie, il moto sismico può assumere caratteristiche variabili lungo l'infrastruttura. Le differenze possono essere causate dai fenomeni di incoerenza delle onde sismiche per effetto della propagazione lungo lo sviluppo dell'infrastruttura e dalla variabilità delle condizioni geologiche, morfologiche e geotecniche dei terreni interessati (Tropeano *et al*., 2011).

Con riferimento a quest'ultimo aspetto, si possono determinare fenomeni di risposta sismica locale, che devono essere debitamente tenuti in conto nella fase di progettazione e verifica delle opere geotecniche e strutturali presenti lungo il tracciato della infrastruttura.

In questa memoria sono illustrate le problematiche incontrate nell'ambito della progettazione definitiva della SS 79 Terni-Rieti. Questa arteria di comunicazione, pur avendo lunghezza limitata, si sviluppa su un'area che presenta una significativa pericolosità sismica locale. Ciò a causa della presenza di una valle colmata con terreni lacustri e palustri di scadenti proprietà meccaniche.

Nel lavoro particolare rilievo è dato agli studi di geotecnica sismica effettuati per la valutazione dei fenomeni di risposta sismica locale in presenza di configurazioni bidimensionali e, soprattutto, per la verifica alla liquefazione dei terreni incoerenti.

2 DESCRIZIONE DEL PROGETTO

L'intervento è inserito nel Primo Programma delle Infrastrutture Strategiche (Completamento della Direttrice Civitavecchia-Orte-Terni-Rieti) e rappresenta il completamento funzionale della direttrice Terni-Rieti. In particolare si tratta del tratto compreso tra il lotto in corso di realizzazione ricadente nella regione Umbria, in direzione Terni, e quello già realizzato negli anni '80 nella regione Lazio, in direzione Rieti, che ad oggi termina in corrispondenza dell'esistente imbocco della galleria Montelungo.

Esso consiste nella realizzazione di una nuova strada a 2 corsie di lunghezza 1 km circa, oltre ad una serie di rami secondari per i collegamenti tra l'asse principale, i centri abitati circostanti e l'esistente stazione ferroviaria sulla linea Terni-Sulmona.

L'attuale progetto definitivo prevede la realizzazione di rilevati di altezze fino a 8-10 m circa, di un'importante opera di scavalco dell'asse principale e di una galleria artificiale di circa 70 m.

Le scadenti caratteristiche meccaniche dei terreni oggetto di studio impongono la necessità di una attenta valutazione delle problematiche geotecniche in fase di progettazione ed esecuzione, per il comportamento in condizioni sia statiche sia sismiche, per gli stati limite di esercizio e ultimo.

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E INDAGINI

L'intervento in oggetto ricade in un'area pianeggiante, alluvionale, delimitata dai rilievi carbonatici dei Monti Sabini nord-occidentali, che collega la depressione lacustre del Lago di Ventina alla valle del Fiume Velino (Figura 1). L'attuale assetto geologico dell'area è dunque da ricondursi alla più ampia storia geologica che ha interessato questa porzione dell'Appennino ed è legato, in particolare, alla genesi del contiguo Bacino di Rieti.

A partire dal Miocene la successione carbonatica sabina è stata intensamente deformata e smembrata in varie porzioni che oggi si ritrovano sovrapposte in strutture tettoniche molto complesse. Dal Pliocene si è invece sviluppata un'intensa tettonica distensiva, in concomitanza con l'apertura del Bacino Tirrenico.

In alcuni casi gli elementi di tettonica distensiva hanno tagliato quelli compressivi più antichi, in altri casi si è avuta la riattivazione, come faglie dirette, di precedenti motivi di taglio compressivi. Questi elementi distensivi hanno così dato origine ad una serie di bacini continentali intramontani, fra cui il Bacino Reatino-cicolano, caratterizzati da una potente successione di sedimenti clastici continentali, di varia natura.

Aree caratterizzate dalla presenza di elementi idrografici importanti come il Fiume Velino ed il Lago di Ventina sono, geologicamente e geomorfologicamente, intrinsecamente dinamiche. Questa loro caratteristica, legata alla recente ed intensa attività tettonica dell'area di progetto, ha fatto si che l'area di studio assumesse nel tempo connotazioni paleo-ambientali diverse.

In base al complesso contesto geologico precedentemente descritto ed all'evolversi delle soluzioni stradali previste per il completamento del tratto, si sono quindi rese necessarie nel tempo diverse campagne di indagini geologiche e geotecniche, che si sono svolte in vari anni (2002, 2005, 2010 e 2011) e nelle citate diverse fasi progettuali ed autorizzative. L'ubicazione planimetrica delle indagini geologiche e geotecniche e delle prove geofisiche eseguite durante tutte le campagne sono riportate nella Figura 2 che mostra anche l'andamento planimetrico del tracciato stradale.

In funzione del modello geologico di volta in volta messo a punto, le indagini sono state implementate secondo un mirato approccio metodologico, che ha tenuto conto del contesto geologico e delle relative criticità via via individuate, delle informazioni pregresse e delle scelte progettuali adottate.

La definizione e la progressiva evoluzione del modello geologico di riferimento, sviluppatasi anche in funzione degli svariati sviluppi planoaltimetrici del tracciato stradale, ha confermato la complessità morfoevolutiva e la conseguente pericolosità geologica del sito. Le cause principali sono riconducibili alla recentissima deposizione dei sedimenti presenti e all'intensa attività tettonica, che ha generato un'elevata velocità di erosione\sedimentazione.

Particolare attenzione è stata così posta alla successione stratigrafica dei diversi termini che nel corso del tempo hanno colmato questa porzione marginale del bacino intramontano, sia in relazione alla loro distribuzione spaziale, sia per le loro caratteristiche geotecniche.

Figura 1 - Vista aerea dell'area nord del tracciato (Settembre 2010): a destra (Est) l'area palustre di Ventina; al centro l'area di progetto; a sinistra (Ovest) la ferrovia ed il Fiume Velino.

Tali dati, non solo hanno confermato la messa in posto molto recente e l'elevato tasso di sedimentazione della valle, ma testimoniano anche la presenza di una paleomorfologia articolata del sottosuolo, con un substrato alquanto profondo (i versanti carbonatici mantengono infatti un'elevata pendenza anche in profondità tanto che sondaggi molto prossimi non l'hanno intercettato).

Le stratigrafie di sondaggio mostrano, quindi, la presenza di materiali che, sia per la natura dei sedimenti sia per le loro caratteristiche granulometriche, sono riconducibili ad ambienti deposizionali differenti sia nel tempo che nello spazio, pur insistendo in un'area arealmente piuttosto limitata come quella investigata.

La notevole variabilità, sia laterale che verticale, di queste litologie e i risultati di sofisticate analisi radiometriche e sui pollini contenuti nei livelli torbosi, hanno fornito molti spunti per una ricostruzione paleo ambientale approfondita, come quella illustrata in Figura 3, contenente la sezione geologica di dettaglio, longitudinale all'asse principale. E' possibile dunque riconoscere la presenza di almeno tre paleo-ambienti: il sondaggio S2 (2010) mostra l'esistenza di un ambiente prettamente lacustre-palustre legato alla presenza del Lago di Ventina (litotipo limo argilloso palustre LAP non presente nella sezione di Figura 3); i sondaggi S24(2002) e S1(2005) testimoniano un ambiente fluvio-lacustre fortemente legato al fiume Velino, come dimostrato dalla riscontrata presenza di più meandri abbandonati, mentre il sondaggio S3 (2010), sebbene molto simile al sondaggio S2(2010), mostra caratteristiche di un ambiente di transizione tra lacustre-palustre e fluvio-lacustre. A questi ambienti sono riconducibili tutti i litotipi a grana fina e grana grossa di riempimento della valle (Sf, SL, LS, LAS, S, T, ALG, Gs, Gl descritti nella legenda di Figura 3).

I sondaggi del 2005 ed in parte l'S1 del 2010 testimoniano, invece, la presenza di un ambiente fluvio-lacustre aperto verso il bacino di Rieti. In particolare, il materiale carbonatico presente nel sondaggio S1 potrebbe testimoniare un evento detritico (litotipo Dv in sezione), motivo proprio della separazione dei due ambienti deposizionali limitrofi.

La presenza di depositi sabbiosi saturi, ben classati, di recentissima deposizione e quindi poco o per nulla addensati, nei primi metri di terreno, ha evidenziato come il rischio di liquefazione rappresenti, nell'area, una delle criticità geologiche e geotecniche da approfondire.

Unitamente a questo, anche la presenza di depositi torbosi (età al radiocarbonio tra 9000 e 3500 anni b.p.), ha rappresentato una criticità geologica molto significativa, soprattutto in considerazione della progettazione per le condizioni di esercizio.

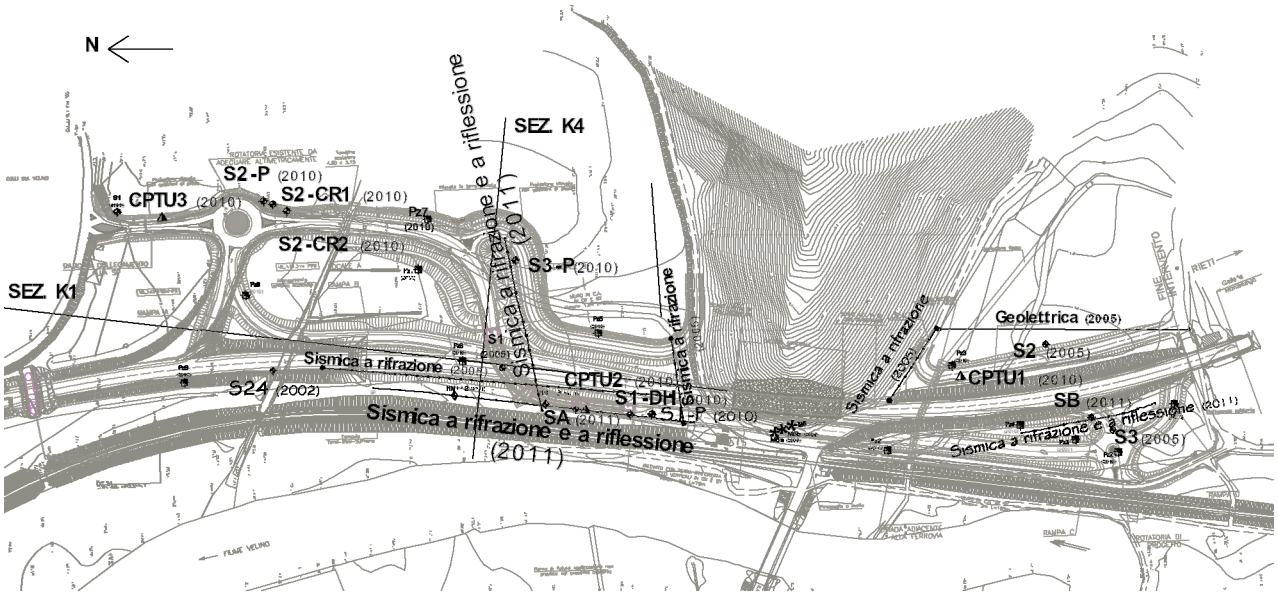

Figura 2 – Andamento planimetrico del tracciato stradale con l'ubicazione dei sondaggi geotecnici e delle indagini in sito

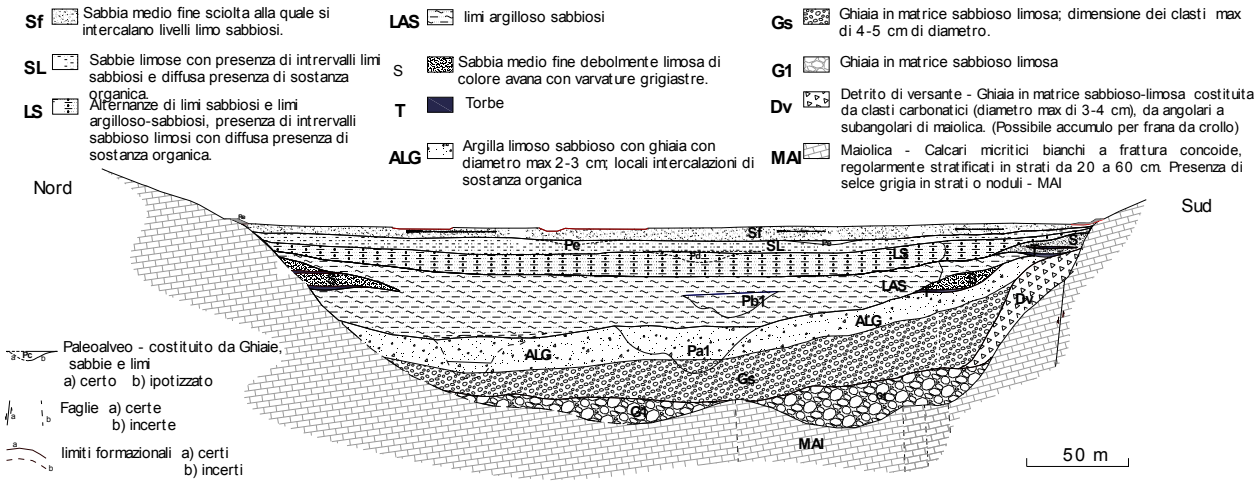

Figura 3 – Sezione geologica di dettaglio longitudinale all'asse principale (scala uniforme)

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

L'insieme dei risultati ottenuti dalle indagini effettuate nell'area in esame ha consentito di ricostruire in modo soddisfacente le condizioni stratigrafiche e di definire le caratteristiche geotecniche dei litotipi per la costruzione dei modelli di sottosuolo in campo statico e dinamico.

La caratterizzazione geotecnica dei litotipi sabbiosi (S, Sf e SL) è stata effettuata sulla base dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche (SPT) e statiche (CPTU) mentre quella dei litotipi a grana fina (LS, LAS e LAP) è stata desunta integrando i risultati delle prove CPTU con quelli di laboratorio. A titolo esemplificativo, di seguito si riportano alcuni risultati sperimentali che evidenziano le scadenti proprietà meccaniche dei terreni interessati dal tracciato stradale.

In Figura 4 è illustrata la variazione di N_{SPT} con la profondità per i litotipi sabbiosi che mostra la presenza di un materiale prevalentemente sciolto o poco addensato fino a circa 10 m di profondità.

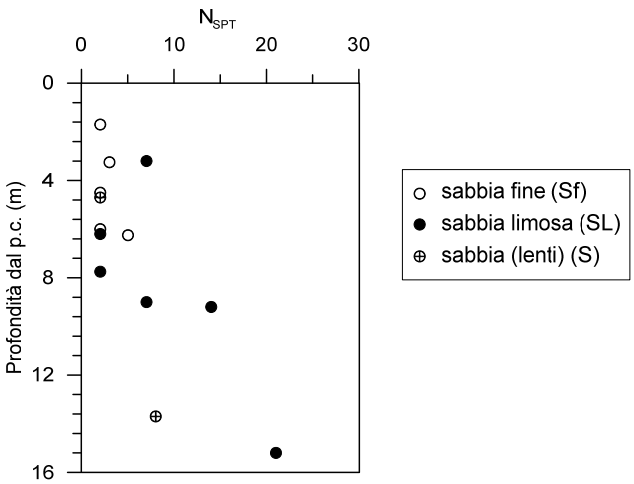

Figura 4 – Variazione di N_{SPT} con la profondità

Per quanto riguarda le prove CPTU, nell'area

d'interesse si dispone della prova CPTU2, realizzata nei depositi fluvio-lacustri in prossimità del sondaggio SA, e della CPTU3, effettuata nei depositi lacustri-palustri nelle vicinanze del sondaggio S2CR1. I risultati di queste prove sono illustrati nella Figura 5 in termini di variazione con la profondità della resistenza alla punta corretta q_t. Si può notare che q_t assume valori molto bassi (minori di 4 MPa) nei litotipi sabbiosi (Figura 5a); valori estremamente modesti si riscontrano anche nei litotipi limo-argillosi (circa 1 MPa), sia nei fluvio-lacustri (Figura 5a) sia in quelli più propriamente palustri (Figura 5b).

Le misure piezometriche segnalano la presenza di una falda con superficie libera a pochi metri dal piano campagna o praticamente coincidente con questo.

Le proprietà dei diversi litotipi per la costruzione del modello geotecnico di sottosuolo in campo dinamico sono state determinate soprattutto dai risultati delle campagne di indagine più recenti (2010 e 2011), che hanno riguardato sia prove di laboratorio di colonna risonante sia indagini geofisiche. Con riferimento a quest'ultimo aspetto, come illustrato in Figura 2, sono state eseguite indagini sismiche a rifrazione, tomografie elettriche, prove *cross-hole* (CH) e *down-hole* (DH) e misure di rumore ambientale. Queste indagini hanno consentito peraltro di identificare con sufficiente approssimazione la morfologia del basamento geologico, di particolare importanza per le analisi di risposta locale bidimensionale.

In Figura 6 sono riportati i risultati delle prove DH e CH in termini di profili di velocità delle onde di taglio V_S. A conferma delle scadenti proprietà meccaniche dei terreni, si può notare che nelle sabbie superficiali V_S assume valori inferiori a 150 m/s, fino a circa 8 m di profondità (Figura 6a), e nei terreni a grana fina varia tra circa 100 e 200 m/s dal piano campagna fino a 30 m di profondità (Figura 6b).

In sintesi, il modello geotecnico di sottosuolo assunto per le analisi di risposta sismica locale è riportato in Tabella I.

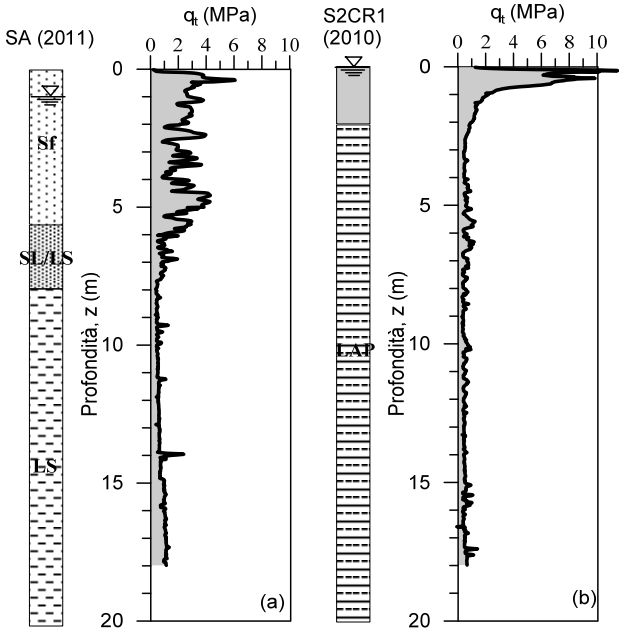

Figura 5 - Risultati delle prove CPTU2 (a) e CPTU3 (b)

Tabella I. – Parametri del modello geotecnico dinamico

Litotipo	γ (kN/m^3)	V_S (m/s)	V_P (m/s)
Sf+SL	18.2	150	1070
S	18.0	300	2140
LS+LAS	17.2	300	2140
ALG	17.2	500	1840
Gs+Gl+Dv	20.0	650	1990
MAI	22.0	1500	2600
LAP1	17.2	100	714
LAP2	17.2	150	1080
LAP3	17.2	200	1500

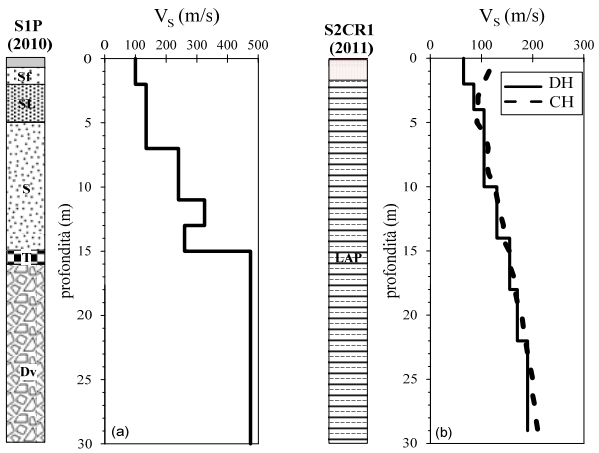

Figura 6 – Profili di V_S da *cross-hole* (CH) e *down-hole* (DH)

5 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Le analisi di risposta sismica locale sono state eseguite con riferimento a due sezioni K1 e K4 (Figura 2), rispettivamente longitudinale e trasversale al tracciato stradale. A tale scopo è stato necessario definire l'*input* sismico da applicare in corrispondenza del basamento roccioso in termini di storie temporali dell'accelerazione orizzontale (Pagliaroli e Lanzo, 2008). Gli accelerogrammi naturali sono stati selezionati da database nazionali e internazionali in modo da risultare compatibili con gli spettri di risposta in accelerazione relativi alle condizioni di sottosuolo rigido e agli stati limite considerati, cioè di Danno (SLD) e di Salvaguardia della Vita (SLV), rispettivamente per i tempi di ritorno di 75 e 712 anni, assumendo una vita di riferimento pari a 75 anni.

Il modello geotecnico di sottosuolo assunto per le analisi è stato già riportato in Tabella I. Per quanto riguarda il comportamento non lineare, caratterizzato in termini di curve G/G_0-γ e D-γ, si è fatto riferimento ai dati sperimentali disponibili e, limitatamente ai terreni non investigati, ad informazioni di letteratura. In particolare per i litotipi sabbiosi (Sf, SL e S) e per quelli argilloso-limosi (LS, LAS e LAP) sono stati considerati i dati di prove di colonna risonante. Per i litotipi ghiaiosi invece (ALG e Gs+Gl+Dv), per i quali non si disponeva di determinazioni sperimentali, sono state assunte le curve

proposte da Hatanaka et al. (1988) che si riferiscono a ghiaie granulometricamente simili a quelle oggetto di studio. Per il basamento sismico (MAI) è stato assunto un comportamento lineare.

Le analisi sono state condotte con il codice di calcolo alle differenze finite FLAC (Itasca, 2005). Per modellare il comportamento non lineare e dissipativo dei terreni sotto carichi ciclici si è utilizzato il modello di smorzamento isteretico *sigmoidal3* implementato nella libreria di FLAC. I parametri del modello sono stati determinati in modo da riprodurre, per ciascun litotipo, le corrispondenti curve adottate.

Le dimensioni degli elementi della *mesh* sono state scelte in modo da modellare con accuratezza fino a una frequenza massima f_{max}=10 Hz. Per la minimizzazione degli effetti di bordo, nonostante i lati e il limite inferiore della *mesh* siano assorbenti, i confini sono stati comunque allontanati (circa 200 m) dalla regione di interesse.

Il profilo dell'accelerazione di picco calcolata alla superficie della sezione K1 con riferimento allo stato limite SLV è riportato in Figura 7a per ciascuno dei sette input applicati oltre che come valore medio. La PGA cresce da valori prossimi a 0.2g (valori della PGA di *input*) calcolati all'affioramento della roccia a valori medi dell'ordine di 0.5-0.6g in prossimità del centro della valle, corrispondenti ad un fattore di amplificazione medio di circa 2.7. A titolo di confronto è riportato il profilo medio della PGA calcolato con il codice agli elementi finiti QUAD4M (Hudson et al., 1994). Questi ultimi risultati sono in accordo dal punto di vista qualitativo con il profilo ottenuto con FLAC ma evidenziano differenze fino al 40% presumibilmente attribuibili ai diversi modelli costitutivi adottati nei due codici: lineare equivalente in QUAD4M e non lineare in FLAC.

In Figura 7c sono invece riportate le accelerazioni spettrali medie calcolate con FLAC alla superficie della stessa sezione. I valori di picco dell'accelerazione spettrale si raggiungono nel campo di valori del periodo 0.1-0.5s con valori massimi dell'ordine di 1.6-1.8g a circa 0.3-0.4s nella porzione meridionale della valle (progressive 300-400m). Tuttavia è possibile osservare un secondo picco di accelerazione spettrale a periodi intorno a 0.8s, sempre di ampiezza media pari a 1.6g raggiunta in prossimità del centro valle (progressiva 200 m circa). I fattori di amplificazione spettrale valgono circa 3.5 e 6 rispettivamente per gli intervalli di periodo 0.3-0.4s e 0.8s.

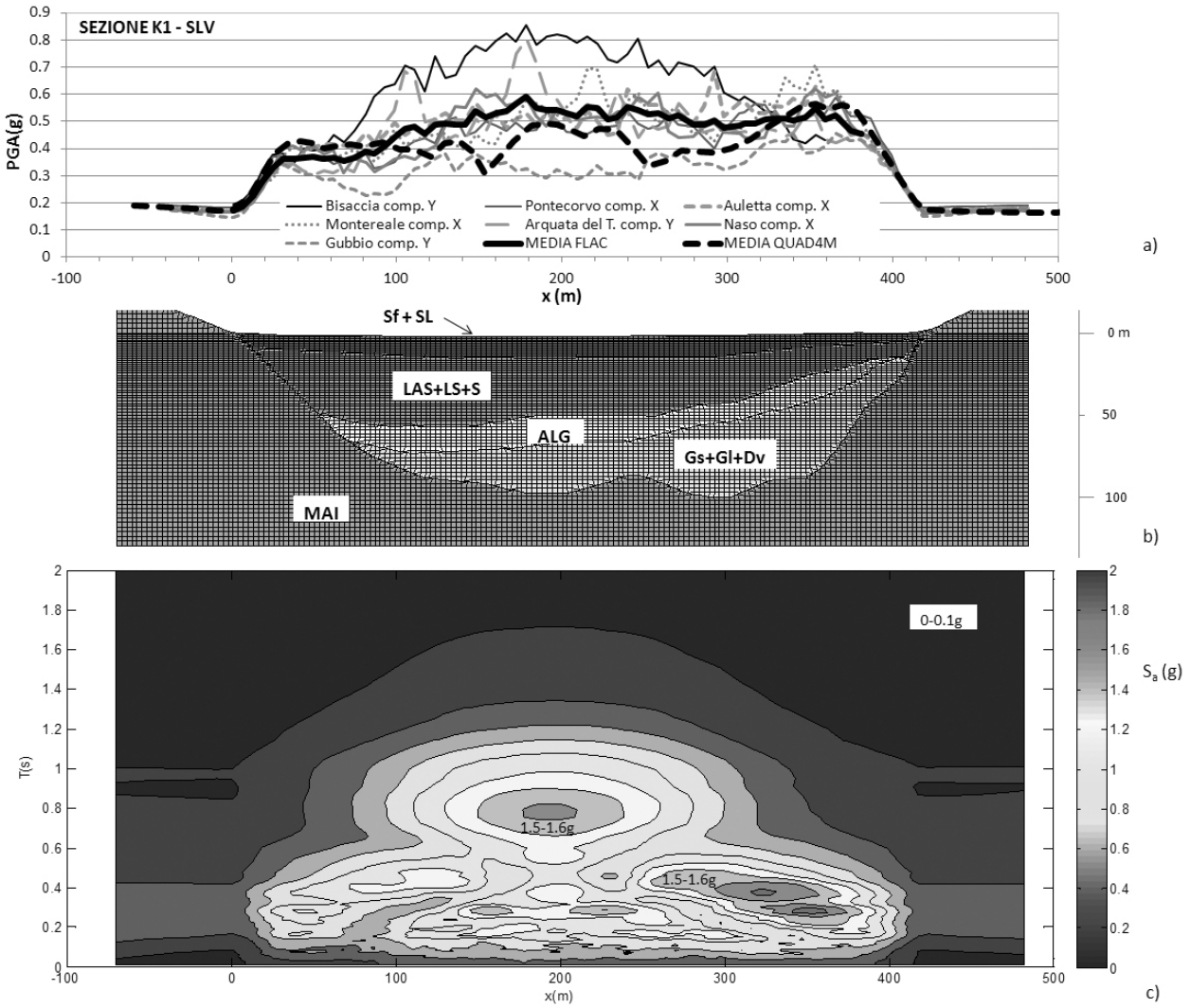

Figura 7 - Sezione K1, analisi SLV: b) *mesh* utilizzata; a) PGA e c) accelerazioni spettrali calcolati lungo la superficie.

6 ANALISI DEL PERICOLO DI LIQUEFAZIONE

6.1. Criteri di esclusione della verifica a liquefazione

La valutazione della possibile esclusione della verifica a liquefazione è stata effettuata ai sensi delle NTC-08. Con riferimento a tali criteri, risulta quanto segue:

- i valori stimati della magnitudo degli eventi sismici per le condizioni di verifica sono maggiori di 5;
- i valori della massima accelerazione orizzontale al piano campagna in condizioni *free-field* per gli stati limite SLD e SLV, calcolati da analisi di risposta sismica locale, sono pari rispettivamente a 0.25g e 0.55g (>0.1g); questi valori fanno riferimento alla sezione longitudinale K1 e rappresentano la PGA nell'area di massima amplificazione (centro valle) calcolata come media dei risultati dei vari accelerogrammi di ingresso; per la sezione trasversale K4 si ottengono valori di PGA comparabili;
- le misure piezometriche indicano che la superficie libera della falda idrica è prossima al piano campagna;
- i litotipi sabbiosi presentano una resistenza penetrometrica $(N_1)_{60} < 20$ fino a 15 m di profondità;
- le curve relative ai litotipi sabbiosi (Sf, SL e S) ricadono completamente all'interno del fuso limite NTC-08 per il quale esiste la possibilità di liquefazione (Fig. 8) e all'interno del fuso limite delle Linee Guida AGI (A.G.I., 2005) relativo ad elevata possibilità di liquefazione.

Sulla base delle precedenti considerazioni si è ritenuto pertanto necessario eseguire le verifiche nei confronti della liquefazione.

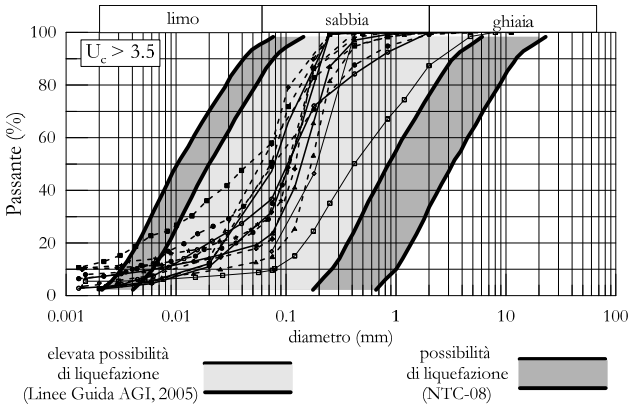

Figura 8 – Confronto tra i fusi granulometrici (NTC-08 e AGI) per la valutazione della suscettibilità a liquefazione e le curve granulometriche da indagini di laboratorio

6.2. Verifica alla liquefazione con metodi di analisi dinamica semplificata

La verifica a liquefazione del deposito è stata effettuata nell'ipotesi di risposta in condizioni di campo libero. La relativa condizione di sicurezza è stata valutata calcolando il rapporto:

$$F_L = \frac{CRR_M}{CSR_M} \qquad (1)$$

essendo CRR_M e CSR_M rispettivamente la resistenza e la tensione ciclica relativi ad un dato valore della magnitudo dell'evento sismico di riferimento per l'analisi. In accordo con l'EC8 (CEN, 2004), si verifica liquefazione se risulta $F_L \geq 1.25$. La tensione ciclica CSR_M è stata determinata a partire dalla distribuzione delle tensioni tangenziali di picco calcolate con le analisi di risposta sismica locale 2D esposte in precedenza. La resistenza ciclica CRR_M è stata calcolata con differenti metodi (SPT, CPT e V_S).

6.2.1. Definizione della magnitudo per le verifiche

Quando le verifiche alla liquefazione sono effettuate con metodi dinamici completi, si utilizzano gli accelerogrammi di input per i due stati limite considerati (SLD e SLV) e non è quindi necessario disporre di un valore di magnitudo.

Al contrario, per la verifica con metodi dinamici semplificati, è necessario disporre di valori di magnitudo relativi ai due stati limite considerati. In altre parole è necessario associare ad un dato terremoto di scenario, caratterizzato da un dato tempo di ritorno, un valore della magnitudo compatibile.

Per quanto riguarda lo stato limite SLV, considerando i dati della sismicità storica dell'area di studio, è stato preso in considerazione l'evento sismico di maggiore intensità nella storia sismica dell'area (terremoto dell'Appennino Umbro-Reatino del 14/01/1703). Tale stato limite è stato quindi caratterizzato da una magnitudo M_w=6.8.

Per quanto riguarda lo stato limite di danno SLD, sono stati seguiti due approcci secondo quanto suggerito da Finn e Wightman (2007) e Finn (2008). Il primo considera il valore della magnitudo media mentre l'altro è basato sulla disaggregazione della pericolosità sismica e sulla successiva somma dei contributi delle magnitudo individuali al potenziale di liquefazione. Nel sito INGV (http://esse1-gis.mi.ingv.it/) sono disponibili i risultati dello studio di disaggregazione effettuato a partire dall'analisi di pericolosità del territorio italiano.

Nel presente studio è stata considerata la disaggregazione della PGA per una probabilità di occorrenza del 50% in 50 anni, che corrisponde ad un tempo di ritorno di 72 anni, prossimo al valore definito per lo stato limite SLD (75 anni). I valori medi di magnitudo e distanza epicentrale sono pari rispettivamente a 5.22 e 22.6 km mentre in Fig. 9 è diagrammato il contributo percentuale delle varie finestre di magnitudo alla pericolosità sismica del sito. Si osserva che il campo di magnitudo che contribuisce maggiormente alla pericolosità è 4.5-5.0 (31%); contributi significativi si hanno anche per M=4.0-4.5 (20.8%) e 5.0-5.5 (17.9%).

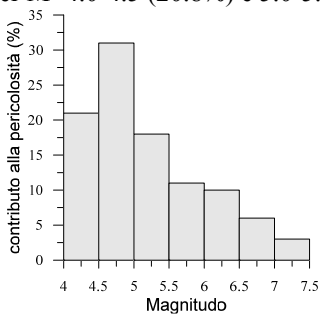

Figura 9 – Contributi alla pericolosità dell'area sulla base dell'analisi di disaggregazione

6.2.2. Verifica da prove SPT

Per ognuno dei due stati limite, SLV e SLD, i risultati delle analisi sono illustrati nelle Figure 10a e 10b in termini di profili di: a) resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ e del valore equivalente per sabbie pulite $(N_1)_{60CS}$; b) rapporto di resistenza ciclica CRR_M; c) rapporto di tensione ciclica CSR_M; d) coefficiente di sicurezza alla liquefazione F_L; (e) indice del potenziale di liquefazione cumulato I_L.

I valori della frazione di materiale fine FC sono stati scelti sulla base delle curve granulometriche dei terreni sabbiosi. In particolare, è stato assunto un valore medio FC=20%.

Per lo stato limite SLV è stato scelto un valore della magnitudo M=6.8 mentre per lo stato limite SLD è stato selezionato il valore medio M=5.22.

Si può osservare (Figura 10a) che per SLD, F_L assume valori generalmente minori di 1.25 e prossimi all'unità tra circa 3 e 9 m di profondità; l'indice I_L, di cui si discuterà più in dettaglio nel paragrafo 6.4, assume un valore di 2.57.

Con riferimento allo stato limite SLV (Figura 10b), il confronto tra i valori di CSR_M e CRR_M mostra chiaramente che, a tutte le profondità, il rapporto di tensione ciclica è significativamente inferiore al rapporto di resistenza ciclica (F_L =0.2-0.5 fino a circa 10 m di profondità) mentre I_L=54.

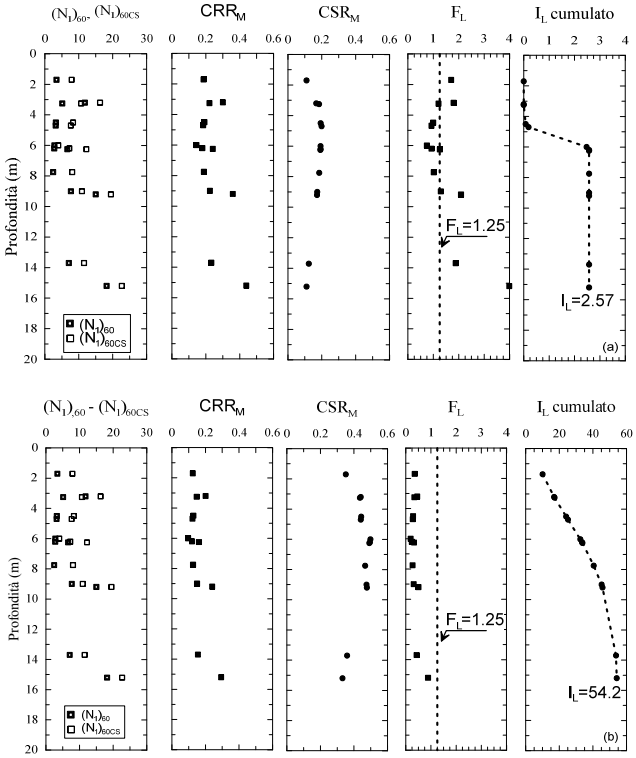

Figura 10 – Verifica alla liquefazione da prove SPT: a) stato limite SLD e b) stato limite SLV

Per il solo stato limite SLD, la verifica alla liquefazione è stata anche effettuata considerando anche l'approccio che considera i diversi apporti delle magnitudo ottenuti dalla disaggregazione. In particolare, sono stati considerati 7 campi di magnitudo e F_L è stato ottenuto sommando i contributi relativi a ciascun campo.

Questa procedura è stata applicata alle due profondità di 3.25 m e 6.00 m e i risultati del calcolo sono rispettivamente riportati nelle Tabelle II e III. Alla profondità di 3.25 m si ottiene F_L=1.12 mentre a 6.0 m F_L=0.70. Si osservi che alle stesse profondità l'approccio seguito in precedenza utilizzando la magnitudo media M=5.22 fornisce rispettivamente F_L=1.20 e F_L=0.75. Ne consegue che i due approcci conducono a risultati del tutto comparabili.

Tabella II. - Coefficiente di sicurezza alla liquefazione (z=3.25 m) con il metodo della disaggregazione della magnitudo

Campo di magnitudo	Magnitudo centrale	Contributo alla magnitudo	Fattore di sicurezza alla liquefazione	Contributo del fattore di sicurezza alla liquefazione
4.0-4.5	4.25	0.2080	1.2	0.25
4.5-5.0	4.75	0.3097	1.2	0.37
5.0-5.5	5.25	0.1787	1.2	0.21
5.5-6.0	5.75	0.1088	1.06	0.12
6.0-6.5	6.25	0.0960	0.93	0.09
6.5-7.0	6.75	0.0647	0.82	0.05
7.0-7.5	7.25	0.0338	0.71	0.02
				F_L=1.12

Tabella III. - Coefficiente di sicurezza alla liquefazione (z=6.00 m) con il metodo della disaggregazione della magnitudo

Campo di magnitudo	Magnitudo centrale	Contributo alla magnitudo	Fattore di sicurezza alla liquefazione	Contributo del fattore di sicurezza alla liquefazione
4.0-4.5	4.25	0.2080	0.75	0.16
4.5-5.0	4.75	0.3097	0.75	0.23
5.0-5.5	5.25	0.1787	0.75	0.13
5.5-6.0	5.75	0.1088	0.66	0.07
6.0-6.5	6.25	0.09602	0.58	0.06
6.5-7.0	6.75	0.06473	0.51	0.03
7.0-7.5	7.25	0.03376	0.44	0.01
				F_L=0.70

6.2.3. Verifica da prove CPT

Per ognuno dei due stati limite, i risultati delle analisi sono rispettivamente illustrati nelle Figure 11a e 11b in termini di profili di: a) parametro di comportamento del terreno I_C; b) rapporto di resistenza ciclica CRR_M e rapporto di tensione ciclica CSR_M; c) coefficiente di sicurezza alla liquefazione F_L.

Nelle analisi si è fatto riferimento al metodo di Robertson e Wride (1998), aggiornato da Robertson e Cabal (2012). La verifica è stata effettuata con riferimento alla prova CPTU2 ed è stata limitata alla sola porzione di terreno caratterizzata da un indice di comportamento I_C<2.6, indicativo della presenza di terreni incoerenti, cioè fino a circa 6 m di profondità dal piano campagna.

Con riferimento allo stato limite SLD, nella Figura 11a si osserva che F_L<1.25 tra 3 e 6 m di profondità circa con valori prossimi a 1 o di poco inferiori. È interessante osservare che analoghe indicazioni sono scaturite anche dalla verifica sulla base dei risultati delle prove SPT.

Per lo stato limite SLV (Figura 11b), i risultati della verifica evidenziano che, a tutte le profondità comprese nell'intervallo considerato, risulta CRR_M<CSR_M. La significativa differenza tra i due parametri conduce generalmente a valori di F_L compresi tra 0.2 e 0.5. Anche

in questo caso i valori di F_L sono simili a quelli ottenuti dai risultati delle prove SPT.

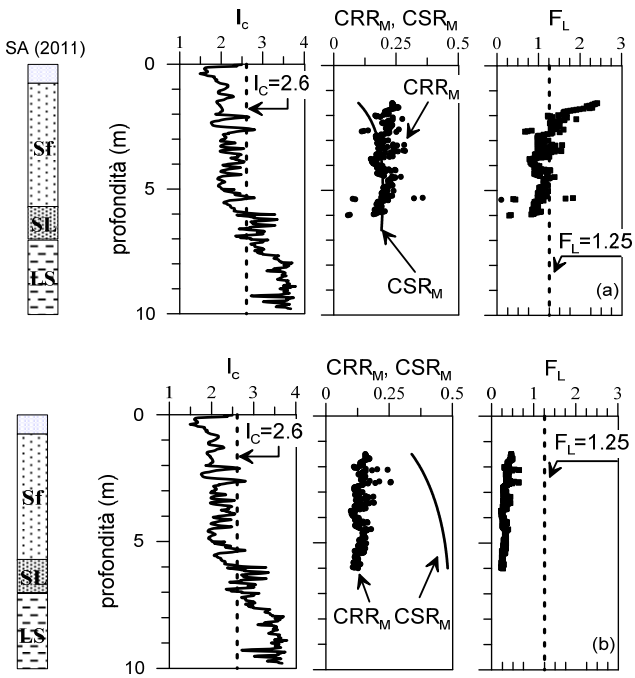

Figura 11 – Verifica alla liquefazione da prove CPT: a) stato limite SLD e b) stato limite SLV

6.2.4. Verifica da misura di V_S

La verifica nei confronti della liquefazione è stata effettuata anche sulla base dei valori di V_S. Per ognuno dei due stati limite, i risultati delle analisi sono rispettivamente illustrati nelle Figure 12.a e 12.b in termini di profili di: a) V_S; b) CRR_M e CSR_M; c) F_L. Anche in questo caso la verifica è stata limitata ai primi 6 m di profondità.

Con riferimento alla condizione SLD, alle profondità comprese tra 2 e 6 m il fattore F_L è minore di 1.25 ed assume valori prossimi all'unità o di poco inferiori. Per quanto riguarda lo SLV, analogamente alle altre verifiche effettuate, sono confermati i maggiori valori di CSR_M rispetto a quelli di CRR_M a tutte le profondità prese in esame essendo F_L compreso tra 0.3 e 0.7.

6.3. Metodi di analisi dinamica completa

Come già detto, le analisi sono state condotte con il codice di calcolo FLAC. Per i materiali incoerenti (Sf+SL), ai fini della verifica alla liquefazione, il modello di smorzamento isteretico *sigmoidal3* è stato accoppiato con un criterio di rottura di Mohr-Coulomb assumendo valori dei parametri di resistenza al taglio pari a c'=0 e φ'=30°. Ai fini del calcolo delle sovrappressioni interstiziali Δu generate dalle sollecitazioni sismiche è stato utilizzato il modello di Byrne (1991) disponibile nella libreria di FLAC. Le costanti che appaiono nel modello sono calcolate in funzione del valore della resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ assunto pari a 5.

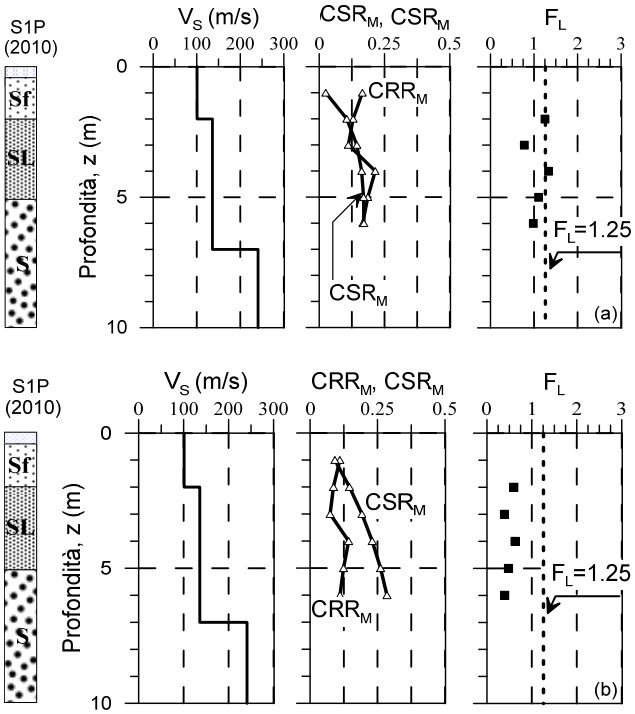

Figura 12 – Verifica alla liquefazione da misure di V_S: a) stato limite SLD e b) stato limite SLV

Ai fini della valutazione dell'occorrenza del fenomeno di liquefazione si è considerato il rapporto di sovrappressione interstiziale $r_u = \Delta u/\sigma'_{vo}$ essendo σ'_{vo} la tensione efficace verticale geostatica. Nelle analisi dinamiche avanzate, con particolare riferimento alla procedura seguita con il codice FLAC, vengono generalmente considerate soggette a liquefazione le zone caratterizzate da $r_u > 0.7$ (si veda ad es. Beaty e Perlea, 2011). Si precisa che l'analisi non permette di simulare il comportamento meccanico successivo alla liquefazione quando le tensioni efficaci sono ridotte a valori molto bassi.

Le analisi sono state eseguite unicamente per la sezione K1, caratterizzata da parametri del moto sismico generalmente più gravosi rispetto a quelli calcolati per la sezione K4, e per i due stati limite SLD e SLV.

La distribuzione delle aree caratterizzate da r_u>0.7 all'interno degli strati di terreno incoerente (Sf+SL) alla fine dell'analisi dinamica è mostrata nelle Figure 13a e 13b, rispettivamente per un accelerogramma rappresentativo degli stati limite SLD e SLV. Per entrambi gli stati limite si hanno condizioni di liquefazione (r_u>0.7) in tutto lo strato sabbioso ad eccezione di alcune aree essenzialmente localizzate ai bordi della valle dove il moto sismico è di minore entità, come evidenziato dalle analisi di risposta locale (Figura 7).

L'andamento nel tempo del rapporto di sovrappressione interstiziale r_u in alcuni punti rappresentativi ubicati nello strato di sabbia a diverse progressive e profondità lungo la valle, è riportato nelle Figure 14a e 14b per i due stati limite. Si osserva che sono sufficienti circa 2 secondi per giungere a condizioni di liquefazione in tutti i punti considerati. Solo in quelli ubicati a bordo valle si hanno, per alcuni segnali di *input*, variazioni dello stato tensionale efficace trascurabili (curve caratterizzate da r_u<0.7 in Figura 14a).

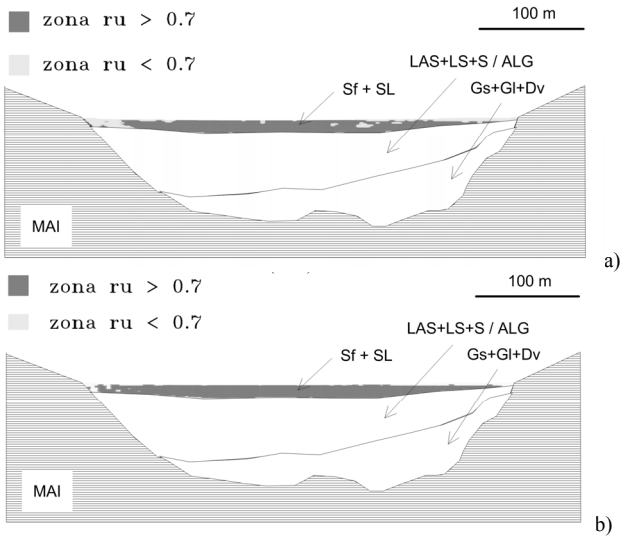

Figura 13 – Verifica alla liquefazione con il codice FLAC, zone soggette a liquefazione (r_u>0.7): a) SLD (input: Lauria) e b) SLV (input: Gubbio)

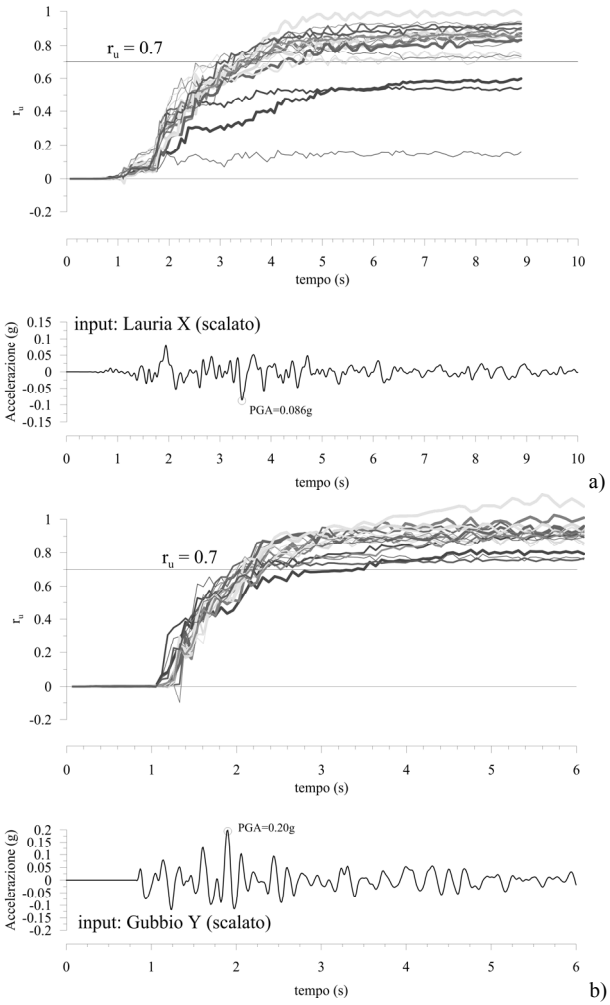

Figura 14 – Verifica alla liquefazione con il codice FLAC, andamento di r_u nel tempo per: a) SLD (input: Lauria) e b) SLV (input: Gubbio)

6.4. *Valutazione degli effetti della liquefazione*

I risultati ottenuti con le analisi dinamiche avanzate hanno evidenziato una condizione di liquefazione generalizzata per entrambi gli stati limite. Tali risultati sostanzialmente confermano quelli ottenuti dalle analisi dinamiche semplificate dalle quali già emergeva la suscettibilità alla liquefazione per entrambi gli stati limite.

La valutazione quantitativa degli effetti della possibile insorgenza della liquefazione nel deposito in esame è stata effettuata utilizzando il metodo di Iwasaki et al. (1982). Gli autori forniscono una valutazione integrale degli effetti del fenomeno basato sul calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione I_L, il cui grafico nel caso del metodo SPT utilizzato è stato già anticipato nelle Figure 10a e 10b per SLD e SLV.

Con riferimento alla classificazione proposta dal suddetto metodo, i valori ottenuti per i due stati limite considerati evidenziano una bassa probabilità di collasso per liquefazione del deposito nel caso SLD (I_L=2.54) rispetto alla elevata probabilità di collasso relativa allo SLV (I_L=54). Dal confronto dei valori ottenuti emerge, quindi, la sensibile differenza tra gli effetti attesi nel sito, in caso di liquefazione, per i due stati limite.

Risulta quindi che le condizioni di potenziale liquefazione, ottenute dalle analisi, andranno affrontate con soluzioni progettuali calibrate sui differenti effetti attesi per i due stati limite esaminati.

7 CONCLUSIONI

Nell'ambito degli studi di supporto alla progettazione della S.S. 79 Direttrice Terni-Rieti, è stato svolto una studio finalizzato alla valutazione della pericolosità dell'area nei riguardi dei fenomeni di risposta sismica locale e di liquefazione con riferimento ai due stati limite SLD e SLV da assumere nella progettazione.

Le caratteristiche meccaniche dei terreni e la particolare configurazione morfologica della valle rappresentano condizioni favorevoli allo sviluppo di fenomeni di amplificazione locale, sia stratigrafici sia morfologici, e di fenomeni di liquefazione dei terreni incoerenti saturi. Questi eventi possono condizionare fortemente l'azione sismica da assumere per la progettazione delle opere o la scelta di eventuali provvedimenti per contrastare il fenomeno della liquefazione.

La valutazione dell'amplificazione sismica è stata effettuata mediante analisi di risposta locale condotte con il codice bidimensionale FLAC. Queste analisi hanno evidenziato la presenza di significative amplificazioni del moto sismico, soprattutto al centro valle, attribuibili ad effetti sia stratigrafici sia morfologici di valle. Per le condizioni SLV sono state calcolate amplificazioni massime, in termini di accelerazioni di picco, pari a 2.7 al centro della valle.

È stata effettuata anche la verifica alla liquefazione dei terreni incoerenti sciolti saturi sia mediante metodi dinamici semplificati, basati sui risultati delle prove penetrometriche SPT e CPT e sulla misura di V_S, sia quelli dinamici completi. I risultati dei tre metodi semplificati conducono a valutazioni sostanzialmente comparabili per entrambi gli stati limite. In particolare si osserva che la liquefazione è generalizzata, interessa cioè lo strato di sabbie superficiali fino a circa 6-8 m di profondità per gli stati limite analizzati SLD e SLV.

Anche le analisi dinamiche complete, eseguite con il codice FLAC utilizzando un modello che simula lo sviluppo degli eccessi di pressione interstiziale, hanno evidenziato una condizione di liquefazione pressoché generalizzata per entrambi gli stati limite.

La valutazione degli effetti della liquefazione è stata invece effettuata sulla base dell'indice del potenziale di liquefazione I_L calcolato per SLD e SLV. I valori ottenuti per i due stati limite considerati evidenziano una bassa probabilità di collasso per liquefazione nel caso SLD, ed elevata probabilità di collasso del deposito per SLV.

Da tali risultati emerge, quindi, la necessità di adottare differenti soluzioni progettuali per tener conto della diversa entità degli effetti indotti dalla liquefazione per i due stati limite esaminati.

BIBLIOGRAFIA

A.G.I. - Associazione Geotecnica Italiana (2005). *Linee Guida su "Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica"*, Edizione provvisoria marzo 2005, Patron Editore.

Beaty M. H, Perlea V. G. (2011). *Several observations on advanced analyses with liquefiable materials*. 31st Annual USSD Conference, San Diego, California, April 11-15, 2011, pp. 1369-1397.

Byrne P. (1991). *A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore-Pressure Model for Sand*. Proceedings Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, March 1991, Paper No. 1.24, 47-55.

CEN (2004). *Eurocode 8: "Design of Structures for Earthquake Resistance – Part I: General Rules, seismic actions and rules for buildings*", (EN-1998-1). Brussels, May 2004.

Finn W.D.L., Wightman A. (2007). *Logical evaluation of liquefaction potential using NBCC 2005 probabilistic ground accelerations*. Ninth Canadian Conf. on Earth. Eng., Ottawa, Ontario, Canada, 26-29 June 2007.

Finn W.D.L. (2008). *The impact of low probability ground motions on Canadian geotechnical engineering practice*. 6th Int. Conf. on Case Histories in Geotech. Engineering, Arlington, VA, August 11-16, 2008.

Hatanaka M, Suzuki Y, Kawasaki T, Endo M (1988). *Cyclic undrained shear properties of high quality undisturbed Tokyo gravel*. Soils and Foundations 28(4): 57-68.

Hudson M., Idriss I. M., Beikae M. (1994). *Quad4M - A computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base*. University of California, Davis.

Itasca (2005). *FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua – Version 5.0*. User's Guide. Itasca Consulting Group, Minneapolis, USA.

Iwasaki T., Tokida K., Tatsuoka F., Yasuda S., Sato H. (1982). *Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods*. Proc. 3rd. Int. Conf. on Microzonation, Seattle, (3), 1319-1330.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2008). *Le Norme Tecniche per le Costruzioni. D.M. 14 gennaio 2008*. Gazzetta Ufficiale 29 (Supp. Ordinario 30).

Pagliaroli A., Lanzo G. (2008). *Selection of real accelerograms for the seismic response analysis of the historical town of Nicastro (Southern Italy) during the March 1638 Calabria earthquake*. Engineering Structures, Special Issue on "Seismic Reliability, Analysis, and Protection of Historic Buildings and Heritage Sites", Vol. 30, n. 8, pp. 2211-2222.

Robertson, P.K. and Wride, C.E. (1998). *Evaluating Cyclic Liquefaction Potential using the CPT*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, No. 3.

Robertson, P.K. and Cabal, K.L. (2012). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*. Gregg Drill & Testing, Inc. 5th Edit., November 2012.

Tropeano G., Silvestri F., Nuti C., Vanzi I. (2011). Influenza della risposta sismica locale sul non sincronismo del moto in superficie:validazione empirica delle indicazioni normative. XIV Convegno ANIDIS, Bari, 18-22 settembre 2011.

ABSTRACT

GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING STUDIES FOR THE DESIGN OF THE STATE ROUTE 79 TERNI-RIETI

Keywords: 2D seismic response, liquefaction, simplified empirical methods, dynamic analyses

In Central Italy, at the border between Lazio and Umbria regions, a new interchange 1 km length (State Route N. 79) was planned for construction. High embankments and a viaduct are necessary to make connections with existing infrastructures in the area. Geotechnical earthquake engineering problems relevant for the design are illustrated in some detail.

The study area lies on an alluvial valley which is filled by loose silty sands overlying soft clayey silts, gravelly clays and gravels to a depth of about 80 m where the calcareous bedrock is encountered. The specific geomorphological configuration requires 2D seismic response analyses to be conducted for taking into account stratigraphic as well as valley effects. Further, the upper sandy layer comprised between the ground level and around 9 m depth is susceptible of liquefaction.

Bi-dimensional nonlinear analyses have been conducted with the FLAC code for a representative cross-section of the valley using two set of accelerograms which define the base-rock input motion for the Service Limit state (SLD) and the Ultimate Limit State (SLV), respectively, according the national code NTC08. Then, current state of practice of standard methodologies based on standard penetration test (SPT) blow count, cone penetrometer (CPT) tip resistance, shear-wave velocity (Vs), as well as advanced numerical analyses, have been applied to assess the safety factor against liquefaction. Results of liquefaction analyses at the site for all methods suggest the high potential of liquefaction of the site for the scenario earthquakes considered. The more sophisticated dynamic analysis confirm the liquefaction of the whole shallow sandy layer.