

SISTEMA TANGENZIALE DI LUCCA

Viabilità Est di Lucca comprendente i collegamenti
tra Ponte a Moriano ed i caselli dell'autostrada A11
del Frizzone e di Lucca Est - 1° Stralcio

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

I PROGETTISTI:

Ing. Vincenzo Marzi
Ordine Ing. di Bari n. 3594

Ing. Giuseppe Danilo Malgeri
Ordine Ing. di Roma n. A34610

Geol. Serena Majetta
Ordine Geologi del Lazio n. 928

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Fabio Quondam

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Ing. Achille Devitofranceschi

PROTOCOLLO

DATA

GEOTECNICA

Relazione sismica

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

LO601A **D** **1601**

NOME FILE

T00GE00GETRE02A.pdf

CODICE
ELAB.

T00GE00GETRE02

REVISIONE

SCALA

A

-

D					
C					
B					
A	EMISSIONE	SETT 2018			
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	2
2	DOCUMENTAZIONE E NORMATIVE	3
2.1	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO DEFINITIVO	3
2.2	RIFERIMENTI NORMATIVI	3
3	INQUADRAMENTO TRACCIATO	4
4	INDAGINI GEOGNOSTICHE DISPONIBILI	5
4.1	INDAGINI 2018	5
5	CONDIZIONI GEOLOGICHE E STRATIGRAFICHE GENERALI	6
6	AZIONI SISMICHE DI PROGETTO DA NORMATIVA	9
6.1	VITA UTILE DELL'OPERA E PERIODO DI RIFERIMENTO	9
6.2	STATI LIMITE ULTIMI DI RIFERIMENTO E PERIODO DI RITORNO DELL'AZIONE SISMICA	9
6.3	PARAMETRI SU SITO DI RIFERIMENTO RIGIDO ORIZZONTALE	9
6.4	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	10
6.5	ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA IN SITO	11
7	ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE (RSL)	12
7.1	PREMESSA	12
7.2	DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO	12
7.3	ANALISI DI DISAGGREGAZIONE E SCELTA DEGLI ACCELEROGRAMMI SPETTRO-COMPATIBILI	15
7.4	RISULTATI DELL'ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE (RSL)	19
8	STABILITÀ DEL SITO NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE	25
8.1	DATI DI PERICOLOSITÀ SISMICA	25
8.2	METODO DI CALCOLO	25
8.3	RISULTATO DELLE ANALISI	25
9	CONCLUSIONI	32

1 PREMESSA

La presente relazione sismica è parte integrante del Progetto Definitivo "Sistema Tangenziale di Lucca - Viabilità Est di Lucca comprendente i collegamenti tra Ponte a Moriano ed i caselli dell'autostrada A11 del Frizzone e di Lucca Est - 1° stralcio funzionale".

L'intervento in progetto riguarda la realizzazione di un Sistema Tangenziale alla città di Lucca, ossia di una viabilità ad est della città comprendente i collegamenti tra Ponte a Moriano ed il casello dell'A11 del Frizzone ed a ovest verso l'Ospedale di S. Luca. L'intervento prevede la redistribuzione dei flussi veicolari ed il miglioramento del livello di servizio sulla rete stradale afferente all'area urbana di Lucca, svolgendo la funzione di alleggerimento del centro urbano dal traffico di attraversamento.

Il Sistema Tangenziale di Lucca è costituito da una nuova rete infrastrutturale stradale, di estensione complessiva di circa 12 km, costituita dall'adeguamento di viabilità esistenti e dalla realizzazione di nuovi tratti di strada a due corsie, quali:

- Asse Nord-Sud (L=5,7 Km circa), di nuova realizzazione, che si connette a nord con la S.S.12 dell'Abetone e del Brennero in località Tacchini ed a sud con la S.P.23 Romana in località Antraccoli;
- Asse Ovest-Est, dall'Ospedale S. Luca alla rotonda per Antraccoli con uno sviluppo di 1,6 Km circa, anche in questo caso di nuova realizzazione;
- Asse Est-Ovest, avente un'estensione di 4,5 km circa, di adeguamento della viabilità esistente e che si sviluppa in direzione est fino alla rotonda esistente in località Frizzone, compreso il nuovo cavalcavia della linea Lucca - Firenze.

Il presente documento è finalizzato principalmente alla caratterizzazione sismica dei terreni ed alla definizione delle azioni sismiche da considerare nei calcoli delle opere.

Lo studio si basa principalmente sui risultati della campagna di indagini geognostiche realizzata per il progetto definitivo (campagna 2018). Le indagini del progetto preliminare condotte dalla Società Geostudi S.r.L. nel periodo ottobre - novembre 2013, realizzate solo in parte lungo il tracciato e che non raggiungono profondità adeguate, sono state utilizzate solo come confronto e per completare il quadro conoscitivo dell'area.

2 DOCUMENTAZIONE E NORMATIVE

2.1 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO DEFINITIVO

- [1] Relazione Geologica;
- [2] Relazione Geotecnica;
- [3] Documentazione indagini geognostiche (2018);
- [4] Certificati di laboratorio (2018);
- [5] Documentazione indagini geofisiche (2018);
- [6] Documentazione indagini geognostiche preesistenti;
- [7] Documentazione prove di laboratorio preesistenti;
- [8] Planimetria ubicazione indagini geognostiche;
- [9] Carta geologica;
- [10] Profilo geologico;
- [11] Planimetria sismica.

2.2 RIFERIMENTI NORMATIVI

- [12] Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» (GU Serie Generale n.42 del 20-02-2018 - Suppl. Ordinario n. 8);
- [13] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Approvazione delle Nuove Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario
- [14] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

4 INDAGINI GEOGNOSTICHE DISPONIBILI

Di seguito si richiamano brevemente tutte le indagini utili alla definizione del modello geotecnico e simico del tracciato. La trattazione dettagliata delle indagini disponibili è riportata nella relazione geotecnica allegata al presente progetto a cui si rimanda per i dettagli.

4.1 INDAGINI 2018

La campagna di indagine geognostica è stata così articolata:

- n. 18 sondaggi geognostici verticali di cui n.17 eseguiti a carotaggio continuo e n. 1 eseguito a distruzione di nucleo, finalizzati alla definizione della sequenza stratigrafica delle litologie intercettate, con esecuzione di prove SPT in foro e prelievo di campioni da sottoporre a prove di laboratorio geotecnico;
- di tali perforazioni n. 14 perfori sono stati condizionati come piezometri a tubo aperto, n. 3 con tubazione per l'esecuzione di prove down hole e n.1 è stato ritombato;
- n. 76 prove penetrometriche SPT;
- n. 92 prelievi di campioni (tra indisturbati e rimaneggiati) nei sondaggi da sottoporre a prove di laboratorio geotecnico;
- n. 29 prelievi di campioni rimaneggiati prelevati dai pozzetti esplorativi, da sottoporre a prove di laboratorio geotecnico;
- n. 17 prove Lefranc
- n. 2 prove penetrometriche statiche C.P.T.U. per la caratterizzazione dei terreni del sottosuolo;
- n. 29 pozzetti esplorativi geotecnici;
- n. 29 prove di carico su piastra in corrispondenza dei pozzetti esplorativi;
- n. 14 profili sismici a rifrazione;
- n. 3 Down-Hole.

Per l'ubicazione delle indagini, si fa rimando alla Planimetria di progetto con ubicazione indagini ("Elaborato Rif.[8]).

5 CONDIZIONI GEOLOGICHE E STRATIGRAFICHE GENERALI

L'analisi dei dati derivanti dai sondaggi eseguiti ha evidenziato la presenza di una sequenza stratigrafica sostanzialmente omogenea lungo l'intero asse stradale costituita, a partire dal piano campagna, da:

- depositi alluvionali a composizione limoso-sabbiosa e limoso-argillosa per uno spessore variabile da meno di 2 m nella zona nord a circa 5-6 m nella zona sud, in prossimità del casello autostradale del Frizzone;
- depositi costituiti da ciottoli e ghiaie in matrice sabbioso-limosa di colore da grigio a marrone. Lo spessore varia da 10-12 m nella parte nord fino a oltre 25 m nella parte finale del tracciato in località Frizzone (fine dell'asse ovest-est);
- depositi di origine fluvio-lacustre, costituiti da ghiaie in matrice sabbiosa medio-grossolana, di colore marrone con spessore variabile passante da pochi metri, nella parte nord, fino ad un massimo di circa 20 m nella parte centrale, non vengono quasi del tutto ritrovati nell'area del Frizzone. Talvolta in tali depositi si rinvencono lenti a maggiore componente sabbiosa;
- depositi di origine fluvio-lacustre, composti da argille e limi, localmente sabbiosi e talvolta con ghiaie e con livelli organici.

Dal punto di vista idrogeologico, ed in particolare da quanto emerso dalle misure della falda nei piezometri installati durante la campagna di indagini eseguita nel mese di agosto 2018, la superficie piezometrica si colloca a profondità comprese tra 5 m dal p.c. nella parte nord e 2 m dal p.c. nella parte sud.

Di seguito viene descritto più in dettaglio il modello geologico del tracciato riferito principalmente alle opere d'arte maggiori, le sigle delle formazioni fanno riferimento a quanto definito negli elaborati geologici (Rif.[1] **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

ASSE NORD - SUD

- Da pk 60 a pk 300 - Cavalcaferrovia Lucca-Aulla
Indagini di riferimento: sondaggi geognostici S3 Pz, S2 DH; sismiche rifrazione BS1a, BS1b.

Questo tratto stradale è caratterizzato superficialmente dai depositi attuali e recenti "CGSL", prevalentemente ghiaiosi, fino alla profondità di circa 10 metri dal piano campagna. Tali depositi, con andamento circa sub-orizzontale, sono separati dal substrato argilloso (A) da un modesto spessore (circa 1,5 m) di "GSL".

Il substrato argilloso si ritrova fino ad almeno 40 metri di profondità dal p.c. (cfr. stratigrafia del sondaggio S2 DH). La falda idrica, contenuta all'interno del deposito "CGSL", è presente a profondità poco superiori ai 4 m.

- Da pk 800 a pk 1040 - Cavalcaferrovia dell'Acqua Calda
Indagini di riferimento: sondaggi geognostici S5 Pz, S6 Pz; sismiche rifrazione BS2a, BS2b.

Questo tratto stradale è caratterizzato superficialmente dai depositi attuali e recenti del "Bellettone" (LSA) caratterizzati da spessori di circa 3 m. Tali depositi poggiano sulla formazione "CGSL" che raggiunge profondità massime di 11 m dal p.c. in corrispondenza del sondaggio S5 Pz.

Inferiormente è presente il deposito plio-pleistocenico "GLS" dello spessore di 2,7 m e 4,6 m in corrispondenza, rispettivamente, delle pk 800 e pk 1040.

Il substrato argilloso dalle "A", si approfondisce moderatamente spostandosi da nord a sud, intercettandosi tra i 13 e 15 m circa rispetto all'attuale piano campagna.

La falda idrica, contenuta all'interno del deposito "CGSL", è stata intercettata a 5 m da p.c. in corrispondenza del piezometro S5 Pz.

ASSE EST - OVEST

- Da pk 3900 a pk 4430 – Viadotto (Frizzone)
Indagini di riferimento: sondaggi geognostici S13 Pz, S15 DH, S16 Pz; pozzetti geognostici Pz31, Pz32; sismiche rifrazione BS6a, BS6b, BS6c.

Questo tratto stradale è caratterizzato superficialmente dai depositi attuali e recenti del "Bellettone" (LSA), aventi spessori che possono raggiungere anche 8 m.

I depositi "LSA" poggiano sulla formazione "CGSL" che presenta un ispessimento nella porzione SE dell'area, passando da circa 4,5 metri in corrispondenza della pk 3950 fino a superare i 15 m all'incirca alla pk 4415.

Al di sotto del deposito "CGSL", nei terreni plio-pleistocenici, è presente la formazione "GLS" con spessori che aumentano procedendo da Nord-Ovest a Sud-Est; lo spessore di detto deposito intercettato in S13 Pz è di 2 m, fino ad arrivare a 13 m (definito in S15 DH). Nella porzione compresa tra la pk 4280 e la pk 4430, invece, è presente una eteropia laterale tra ghiaie in matrice sabbiosa (GSL) e le sabbie limose (SG).

I depositi appena descritti poggiano al di sopra del substrato argilloso (A) che si approfondisce procedendo dalla pk 3900 alla pk 4430 passando rispettivamente da circa 12,5 metri a circa 32 m rispetto all'attuale p.c..

Localmente la falda idrica è posta a profondità di circa 4,8 metri dal p.c. in corrispondenza della pk 3900 e a 4,6 metri dal p.c. in corrispondenza della pk 4430. La falda idrica presenta un deflusso verso Sud-Est.

ASSE OVEST – EST Tratto 2

- Da pk 120 a pk 520 – Viadotto
Indagini di riferimento: sondaggi geognostici S17 Pz, S19 Pz, S20 DH; pozzetti geognostici Pz35, Pz36; sismiche rifrazione BS7a1, BS7a2, BS7b1, BS7b2.

Questo tratto stradale è caratterizzato superficialmente dai depositi attuali e recenti del "Bellettone" (LSA), per uno spessore compreso tra 1,5 m e 2,5 m circa, poggianti sulla formazione "CGSL"; lo spessore di quest'ultima è di circa 6 m, con un ispessimento nella porzione più ad est fino a 7,5 m come individuato in corrispondenza del sondaggio S17 Pz.

La formazione "CGSL" poggia, con un limite geologico ad andamento sub-orizzontale, sul deposito plio-pleistocenico prevalentemente ghiaioso "GLS" che presenta spessori accertati (cfr. stratigrafia S17 Pz) superiori ai 20 m. Spostandosi verso Ovest lo spessore del deposito è stato rinvenuto fino alla profondità di 28 m (cfr. S19 Pz), mentre, in riferimento a S20 DH, essi si intercetta dalla profondità di 21,5 metri fino a 27 metri un termine prevalentemente sabbioso limoso.

Il substrato "A", intercettato a 27 m dal p.c. (cfr. S20 DH), costituito dal deposito prevalente argilloso (A) si approfondisce spostandosi nella porzione orientale dell'area.

Localmente la falda idrica è posta a profondità anche inferiori ai 2m dall'attuale piano campagna.

6 AZIONI SISMICHE DI PROGETTO DA NORMATIVA

La definizione dell'azione sismica di progetto è eseguita in riferimento alle NTC2018.

Come premesso, il tracciato in progetto interessa i Comuni di Lucca e Capannori, come coordinate rappresentative del tracciato sono state scelte le seguenti:

Longitudine: 10.600732

Latitudine: 43.833144

6.1 VITA UTILE DELL'OPERA E PERIODO DI RIFERIMENTO

Per le principali opere d'arte presenti sul tracciato si assume:

Vita Nominale pari a $V_N = 50$ anni

Classe d'Uso III, coefficiente d'uso $C_u = 1.5$

Vita utile di riferimento: $V_R = V_N \cdot C_u = 75$ anni

6.2 STATI LIMITE ULTIMI DI RIFERIMENTO E PERIODO DI RITORNO DELL'AZIONE SISMICA

Gli stati limite da considerare e i tempi di ritorno da associare sono:

- Stato Limite Ultimo: SLC – Stato Limite di Collasso (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 5\%$ nel periodo V_R), $T_R = 1462$ anni;
- Stato Limite Ultimo: SLV – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 10\%$ nel periodo V_R), $T_R = 712$ anni;
- Stato Limite Esercizio: SLD – Stato Limite di Danno (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 63\%$ nel periodo V_R), $T_R = 75$ anni
- Stato Limite Esercizio: SLO – Stato Limite di Operatività (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 81\%$ nel periodo V_R), $T_R = 45$ anni.

6.3 PARAMETRI SU SITO DI RIFERIMENTO RIGIDO ORIZZONTALE

I valori dei parametri sismici di riferimento su suolo rigido orizzontale sono:

- a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo rigido;
- T_{c^*} = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il foglio elettronico "Spettri di risposta - V. 1.0.3" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici consente il calcolo automatico dei parametri sopra descritti. Considerati gli stati limite di riferimento assunti per l'opera in progetto, per i corrispondenti tempi di ritorno indicati al paragrafo precedente, si ottengono i seguenti valori dei parametri spettrali.

Stato Limite	T _R [anni]	a _g [g]	F ₀ [-]	T* _c [s]
SLO	45	0.051	2.559	0.250
SLD	75	0.061	2.585	0.266
SLV	712	0.147	2.376	0.294
SLC	1462	0.185	2.387	0.303

Tabella 6-1: Valori dei parametri a_g, F₀ e T_c* per suolo rigido per i differenti stati limite ultimo

6.4 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

L'identificazione della categoria di sottosuolo, in accordo alla normativa di riferimento, è stata effettuata sulla determinazione dei valori della velocità equivalente (V_{s,eq}) definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Con

- h_i spessore dell'i-esimo strato;
- V_{s,i} velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio V_{s,eq} è definita dal parametro V_{s,30}, ottenuto ponendo H=30 m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Dall'elaborazione dei dati delle 3 prove Down-Hole eseguite (S2-DH, S15-DH, S20-DH) si è ottenuto quanto segue:

Sondaggio	V _{s,eq} (m/s)
S2-DH	359
S15-DH	312
S20-DH	345

Tabella 6-2: Velocità onde di taglio Down-Hole 2018

Tale intervallo di velocità permette di collocare i terreni di interesse nell'ambito della categoria di sottosuolo di tipo C: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento del-

le proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

6.5 ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA IN SITO

L'accelerazione massima attesa al sito a_{max} è definita attraverso la seguente relazione:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

in cui

- a_g = accelerazione massima su sito rigido (v.Tabella 6-1);
- S_S = coefficiente d'amplificazione stratigrafica (da NTC 2018);
- S_T = coefficiente d'amplificazione topografica. Il coefficiente di amplificazione topografica (S_T) è assunto pari a 1.0, valore assegnato per siti con categoria topografica T1, caratterizzati da superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ (Tabb. 3.2.III e 3.2.V- NTC 2018).

Per gli Stati Limite di riferimento selezionati si ottengono i seguenti valori:

Stato Limite	T_R [anni]	a_{max} [g]	S_S [-]
SLO	45	0.077	1.500
SLD	75	0.092	1.500
SLV	712	0.220	1.490
SLC	1462	0.265	1.435

Tabella 6-3: Velocità onde di taglio Down-Hole 2018

7 ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE (RSL)

7.1 PREMESSA

Per la definizione dei fenomeni di amplificazione stratigrafica è stata condotta un'analisi numerica di Risposta Sismica Locale (RSL) secondo il seguente schema:

- definizione del modello geotecnico di suolo in termini di caratteristiche di rigidità dedotte dalla caratterizzazione geotecnica sulla base dei risultati delle indagini geognostiche e geofisiche;
- analisi di disaggregazione sismica attraverso la quale è possibile individuare la coppia, magnitudo (M) e distanza epicentrale (d), che più di altre contribuisce a determinare il terremoto di progetto per lo stato limite considerato;
- selezione di n° 7 accelerogrammi spettro compatibili da impiegare nell'analisi (RSL); tale analisi è condotta con l'ausilio del software REXEL (Iervolino et al., 2010). Le registrazioni accelerometriche a cui si fa riferimento sono quelle dello Italian Accelerometric Archive (ITACA). Gli accelerogrammi sono stati selezionati in riferimento ai seguenti stati limite: SLD, SLV, SLC;
- stima dello spettro di risposta in superficie (in corrispondenza del p.c.) mediante un'analisi monodimensionale di risposta sismica locale condotta con l'ausilio del programma STRATA (Kottke, Rathje 2009).

7.2 DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO

Sulla base delle considerazioni contenute nei paragrafi precedenti e dei risultati delle indagini geofisiche di progetto, è stato definito un profilo di velocità delle onde di taglio (V_s) caratteristico dell'area in esame. Il profilo di riferimento adottato nelle analisi è riportato in *Figura 7-1*.

Sono state individuate 3 formazioni principali di seguito elencate partendo dall'alto verso il basso. Gli spessori di tali formazioni differiscono notevolmente lungo il tracciato:

- Formazione B: Deposito del "Bellettone", spessore $\Delta=0\div5$ m;
- Formazione S (sup ed inf): Terreni incoerenti spessore $\Delta=11\div30$ m;
- Formazione A (sup ed inf): Costituisce lo strato inferiore delle argille e si pone a profondità variabile tra $11\div30$ m.

La profondità del bedrock non è stata intercettata dalle prove down-hole ($L_{max}=40$ m) e le tomografie sismiche, solo localmente, individuano uno spessore con v_s di 800 m/s. Tuttavia dall'analisi combinata dei risultati delle indagini geofisiche, è stato possibile stimare una profondità del bedrock variabile tra $55\div135$ m. Pertanto, sono state eseguite più analisi al variare sia della profondità del substrato, sia delle stratigrafie rappresentative lungo il tracciato. Per ogni asse, si riportano al par.7.4, i risultati dell'analisi di RSL nelle condizioni più gravose.

Sulla base del modello geotecnico assunto, il software Strata, permette di analizzare, come lo spettro di input, posto alla base del modello, si modifica nell'attraversare i terreni in funzione della deformazione indotta. L'incremento della deformazione indotta è stimata mediante un calcolo iterativo in cui i valori di

modulo di deformazione di taglio iniziali (G) e fattore di smorzamento (ξ) variano sulla base delle curve di degrado/incremento caratteristiche di ogni strato attraversato. Non essendo state eseguite specifiche prove cicliche sui provini di laboratorio, per la legge di variazione di (G) e (ξ) sono state adottate curve di letteratura tipiche dei terreni con caratteristiche analoghe a quelli in sito. Le curve sono mostrate nelle *Figura 7-2-Figura 7-3 Figura 7-4.*

Nella Figura 7-1 è riportato l'andamento della velocità delle onde di taglio per le tre prove down-hole disponibili ed il profilo di calcolo adottato per le V_s nelle analisi (RSL).

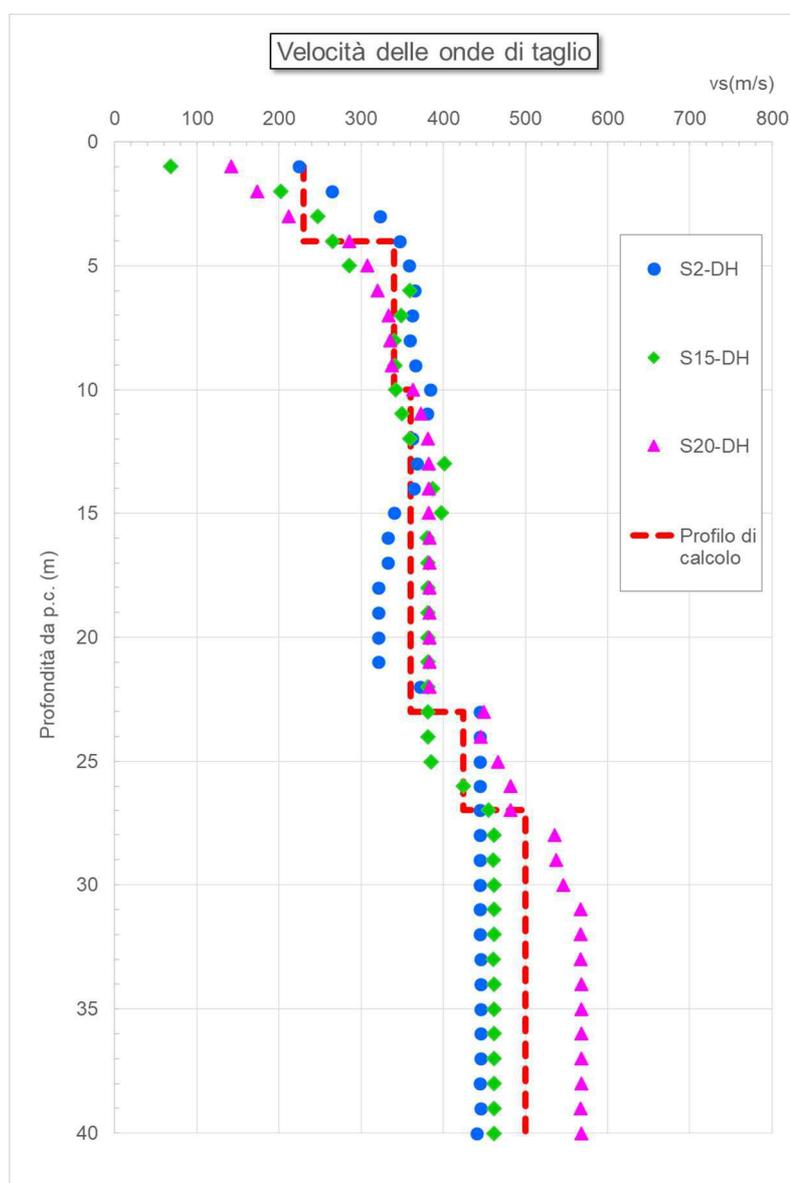


Figura 7-1 Profili di V_s da prove Down-Hole

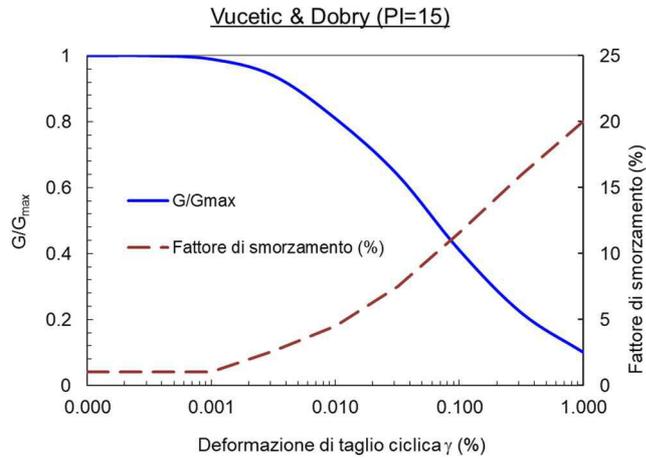


Figura 7-2: Curve di decadimento materiali coesivi (Formazione B)

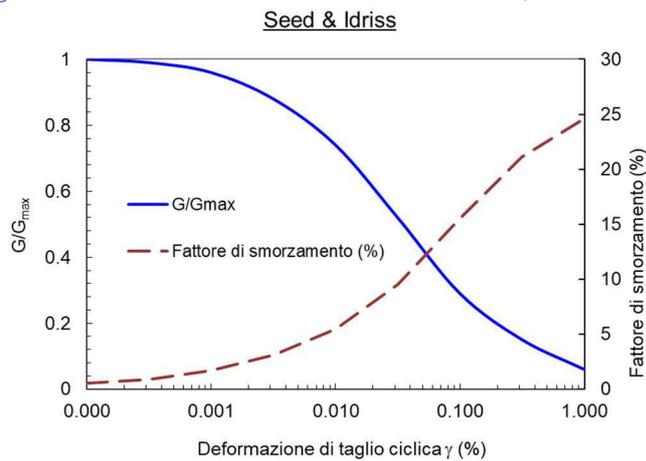


Figura 7-3: Curve di decadimento materiali incoerenti (Formazione S)

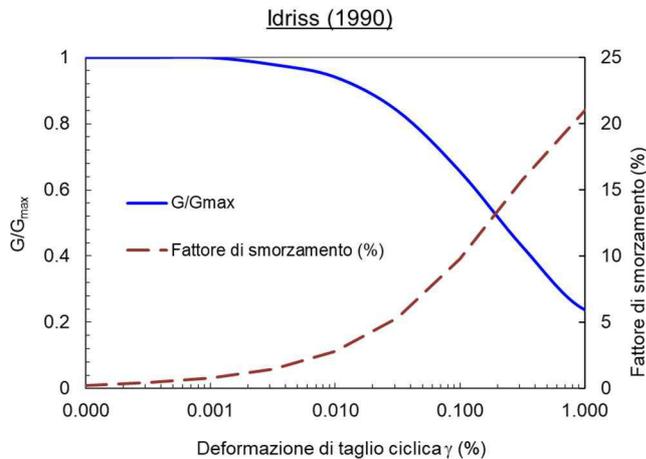


Figura 7-4: Curve di decadimento materiali coesivi (Formazione A)

7.3 ANALISI DI DISAGGREGAZIONE E SCELTA DEGLI ACCELEROGRAMMI SPETTRO-COMPATIBILI

L'analisi di disaggregazione e la scelta degli accelerogrammi spettro-compatibili è stata condotta con l'ausilio del programma Rexel v.3.5 (Iervolino I., Galasso C., Cosenza E. (2009). REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. Bulletin of Earthquake Engineering, 8:339-362. DOI 10.1007/s10518-009-9146-1).

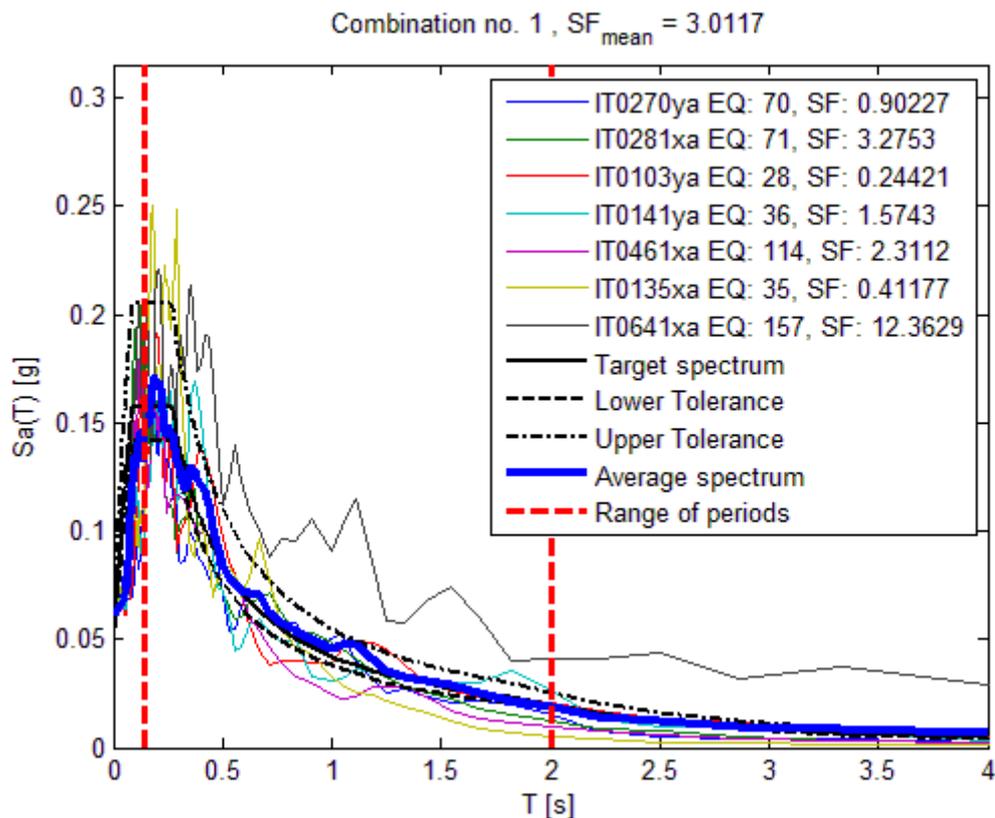
Per i differenti stati limite, attraverso l'analisi di disaggregazione, è stata valutata la coppia Magnitudo (M) - distanza epicentrale dalla sorgente (d) che più di altre contribuisce a determinare il livello di pericolosità in termini di accelerazione su suolo rigido orizzontale (a_g). I valori di magnitudo e distanza epicentrale, riportati in *Tabella 7-1* sono coerenti con la ricostruzione della sismicità storica del sito e la distribuzione delle principali sorgenti sismogenetiche (cfr. Relazione Geologica Rif.[1]).

Definiti i parametri di pericolosità e le coppie magnitudo-distanza, è stato individuato un insieme di 7 accelerogrammi per le analisi di risposta sismica locale, verificando che fossero spettro-compatibili con quello di normativa (spettro con categoria di sottosuolo A). La ricerca è stata compiuta utilizzando la banca dati dello Italian Accelerometric Archive (ITACA) con l'ausilio del programma REXEL v. 3.5 (Iervolino et al., 2010).

Stato Limite	M _w [-]	d [km]
SLD	4.5÷6.5	0÷50
SLV	4.5÷6.5	0÷40
SLC	5.0÷6.5	0÷40
Parametri di spettro compatibilità		
Tolleranza inf.:	20%	
Tolleranza sup.:	30%	
T1	0.15s	
T2	2s	
Vita nominale	75 anni	
Classe d'uso:	III (C _u =1.5)	
Tipo di suolo:	A	

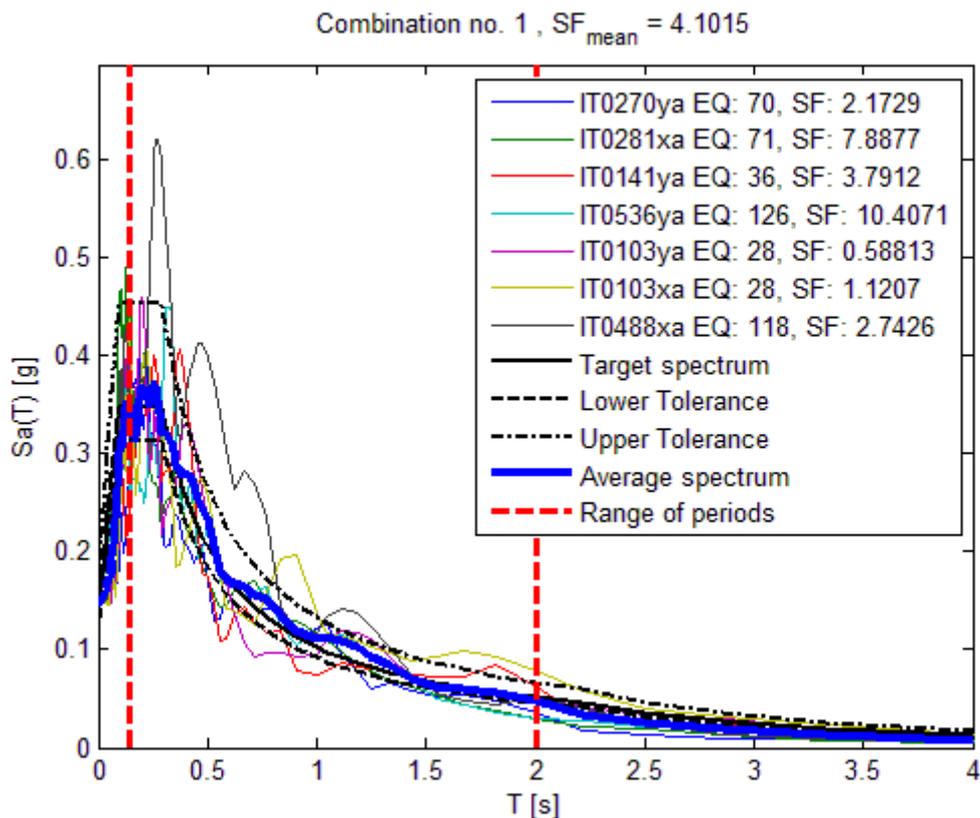
Tabella 7-1: Criteri di ricerca per gli accelerogrammi spettrocompatibili

Nella Tabella di seguito sono riportati i risultati dell'analisi di spettro compatibilità e le informazioni dei moti scelti.



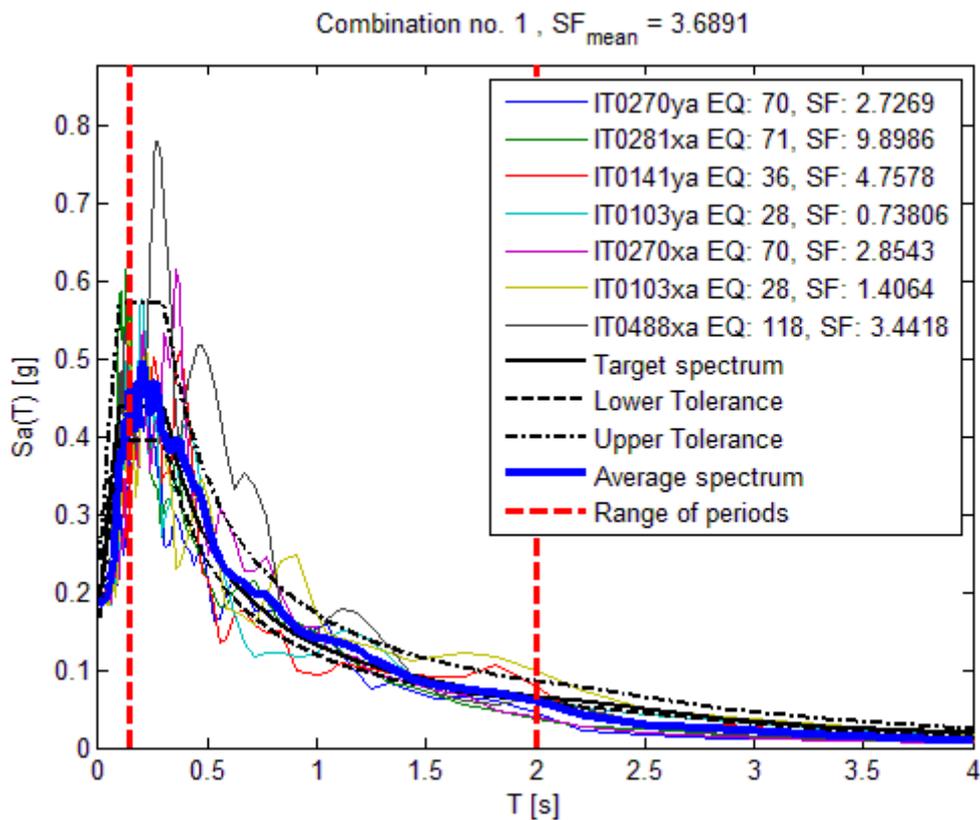
Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]	EC8 Site class
270	70	PNT	VAL COMINO EARTHQUAKE	07/05/1984	5.9	Normal	270 005	A
281	71	PSC	VAL COMINO EARTHQUAKE	11/05/1984	5.5	Normal	90 799	A
103	28	SRCO	FRIULI EARTHQUAKE 4TH SHOCK	15/09/1976	5.9	Thrust	164 207	A
141	36	MSC	VAL NERINA	19/09/1979	5.8	Normal	394 547	A
461	114	CSC	APP. UMBRO-MARCHIGIANO	12/10/1997	5.2	Normal	221 558	A
135	35	NAS	PATTI GULF EARTHQUAKE	15/04/1978	6	Strike-slip	330 147	A
641	157	CMM	MOLISE 1ST SHOCK	31/10/2002	5.7	Strike-slip	405 172	A

Figura 7-5: SLD – Risultato della spettro compatibilità (REXEL v.3.5)



Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]	EC8 Site class
270	70	PNT	VAL COMINO EARTHQUAKE	07/05/1984	5.9	Normal	270 005	A
281	71	PSC	VAL COMINO EARTHQUAKE	11/05/1984	5.5	Normal	90 799	A
141	36	MSC	VAL NERINA	19/09/1979	5.8	Normal	394 547	A
536	126	FORC	APP. UMBRO-MARCHIGIANO	09/11/1997	4.5	Normal	130 914	A
103	28	SRCO	FRIULI EARTHQUAKE 4TH SHOCK	15/09/1976	5.9	Thrust	164 207	A
103	28	SRCO	FRIULI EARTHQUAKE 4TH SHOCK	15/09/1976	5.9	Thrust	164 207	A
488	118	CSC	UMBRIA-MARCHE 3RD SHOCK	14/10/1997	5.6	Normal	220 159	A

Figura 7-6: SLV – Risultato della spettro compatibilità (REXEL v.3.5)



Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]	EC8 Site class
270	70	PNT	VAL COMINO EARTHQUAKE	07/05/1984	5.9	Normal	270 005	A
281	71	PSC	VAL COMINO EARTHQUAKE	11/05/1984	5.5	Normal	90 799	A
141	36	MSC	VAL NERINA	19/09/1979	5.8	Normal	394 547	A
103	28	SRCO	FRIULI EARTHQUAKE 4TH SHOCK	15/09/1976	5.9	Thrust	164 207	A
270	70	PNT	VAL COMINO EARTHQUAKE	07/05/1984	5.9	Normal	270 005	A
103	28	SRCO	FRIULI EARTHQUAKE 4TH SHOCK	15/09/1976	5.9	Thrust	164 207	A
488	118	CSC	UMBRIA-MARCHE 3RD SHOCK	14/10/1997	5.6	Normal	220 159	A

Figura 7-7: SLC – Risultato della spettro compatibilità (REXEL v.3.5)

7.4 RISULTATI DELL'ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE (RSL)

La risposta sismica locale è stata stimata in corrispondenza del piano campagna e per gli stati limite SLD, SLV, SLC.

I risultati ottenuti, in termini di spettro di risposta per i diversi stati limite, sono riportati nelle figure seguenti. In particolare viene rappresentato:

- lo spettro medio ottenuto dalla RSL;
- lo spettro medio \pm lo scarto quadratico medio ottenuto dalla RSL per i differenti accelerogrammi;
- lo spettro di risposta normalizzato per la categoria di suolo da NTC2008 suolo C;

Dall'esame delle figure è possibile osservare come la risposta sismica locale, a piano campagna, non si discosti sensibilmente da quanto prescritto dalle Norme Tecniche. Con riferimento all' a_{max} l'amplificazione S_s dovuta al tipo di suolo, e suddivisa in relazione allo stato limite analizzato, è compresa tra $1.72 \div 1.60$ per SLD, $1.51 \div 1.70$ per SLV e per $1.46 \div 1.67$ per SLC (vedi Tabella 7.2).

Asse	Stato Limite	T_R [anni]	a_{max} (g)	S_s [-]
Nord Sud	SLD	75	0.105	1.720
	SLV	712	0.249	1.695
	SLC	1462	0.309	1.673
Est-Ovest	SLD	75	0.104	1.697
	SLV	712	0.244	1.657
	SLC	1462	0.302	1.631
Ovest-Est	SLD	75	0.098	1.602
	SLV	712	0.221	1.505
	SLC	1462	0.269	1.455

Tabella 7-2: Risultati Analisi di Risposta sismica locale

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICA
 (Asse Nord-Sud)

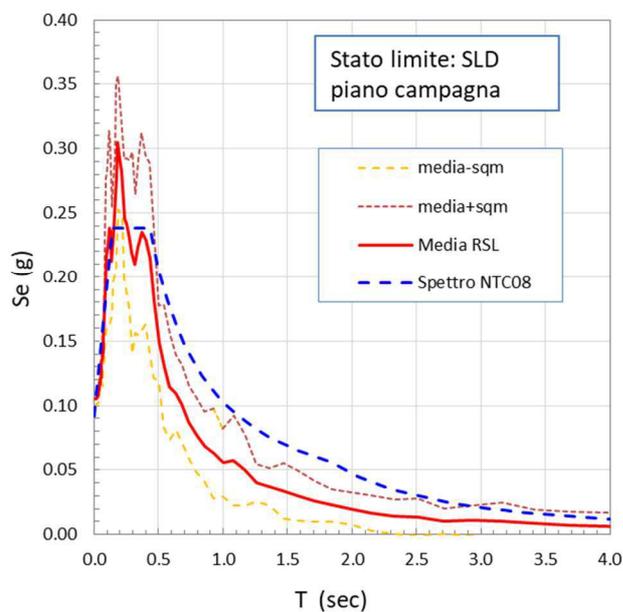


Figura 7-8: SLD – Risultati Analisi di Risposta sismica locale Asse Nord-Sud

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICA
 (Asse Est-Ovest)

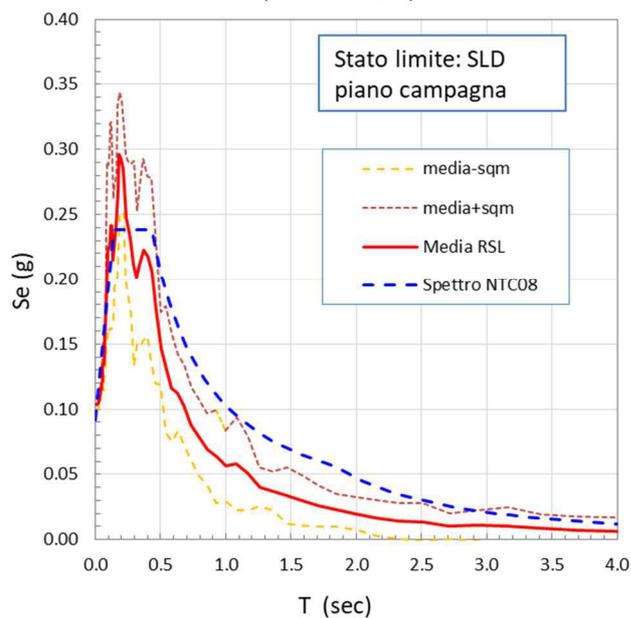


Figura 7-9: SLD – Risultati Analisi di Risposta sismica locale Asse Est-Ovest

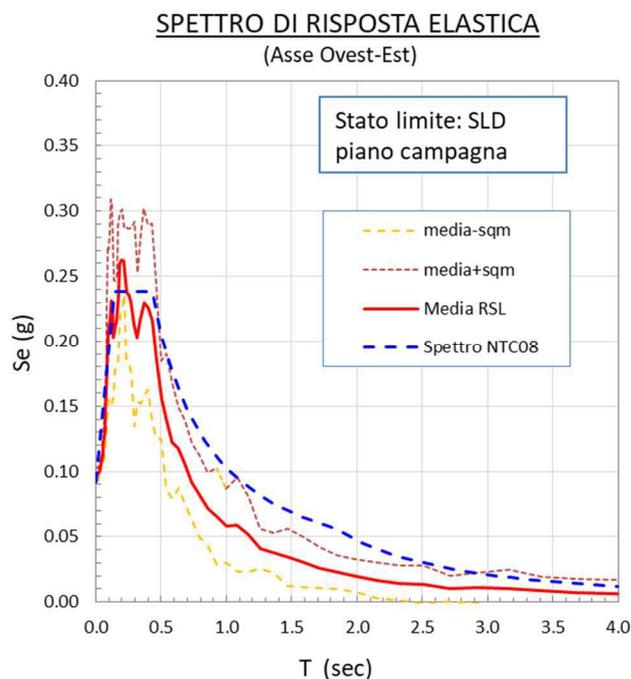


Figura 7-10: SLD – Risultati Analisi di Risposta sismica locale Asse Ovest - Est

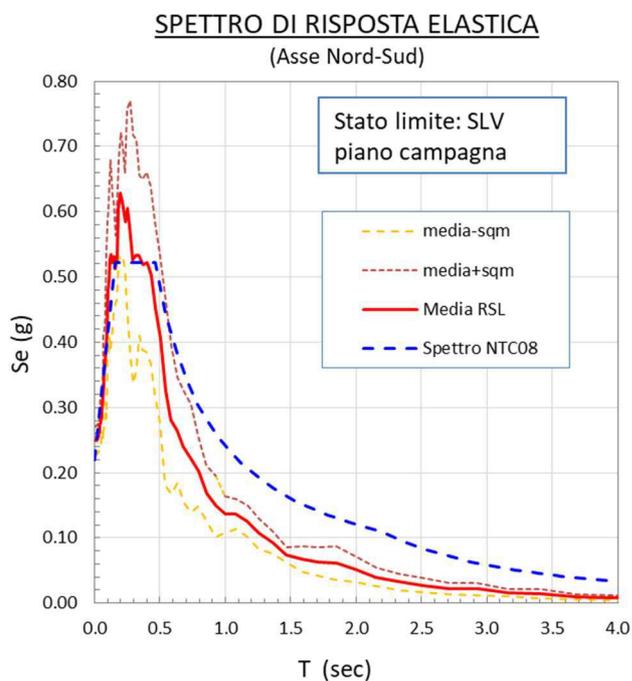


Figura 7-11: SLV – Risultati Analisi di Risposta sismica locale Asse Nord-Sud

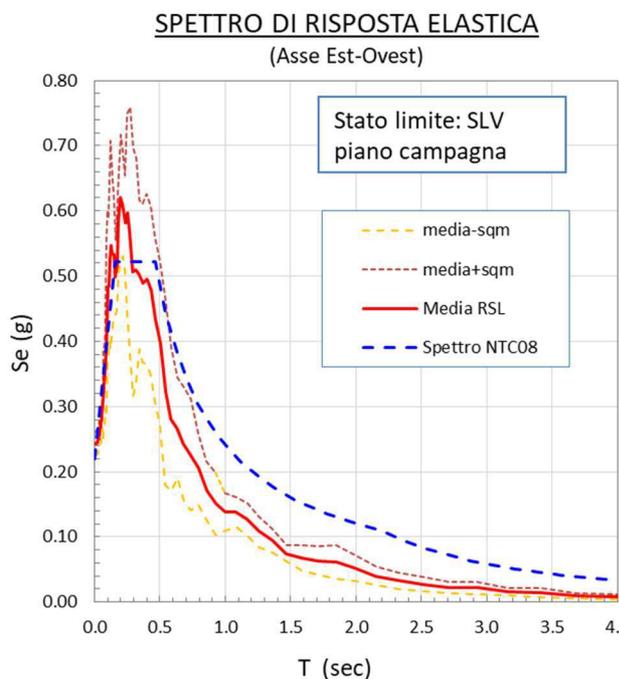


Figura 7-12: SLV – Risultati Analisi di Risposta sismica locale Asse Est-Ovest

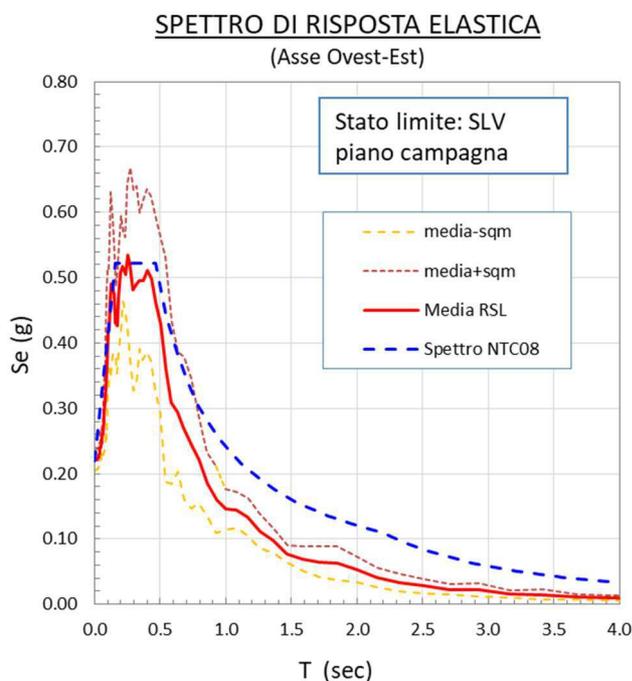


Figura 7-13: SLV – Risultati Analisi di Risposta sismica locale Asse Ovest - Est

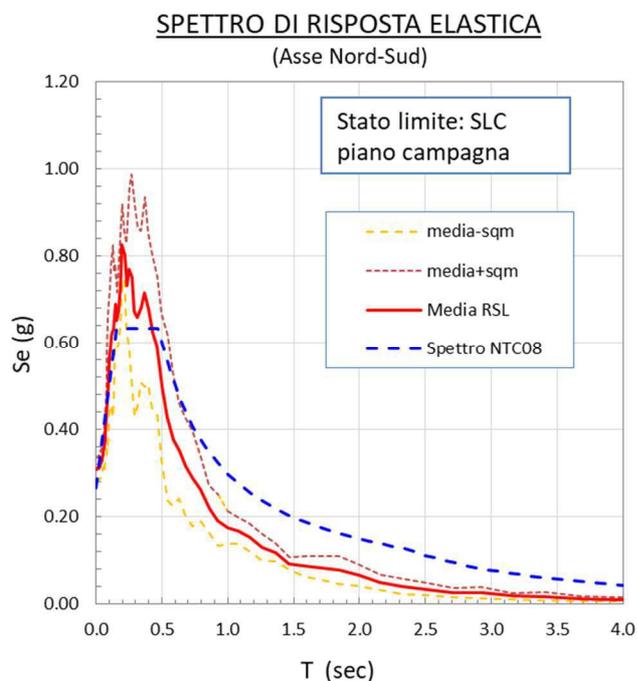


Figura 7-14: SLC – Risultati Analisi di Risposta sismica locale Asse Nord-Sud

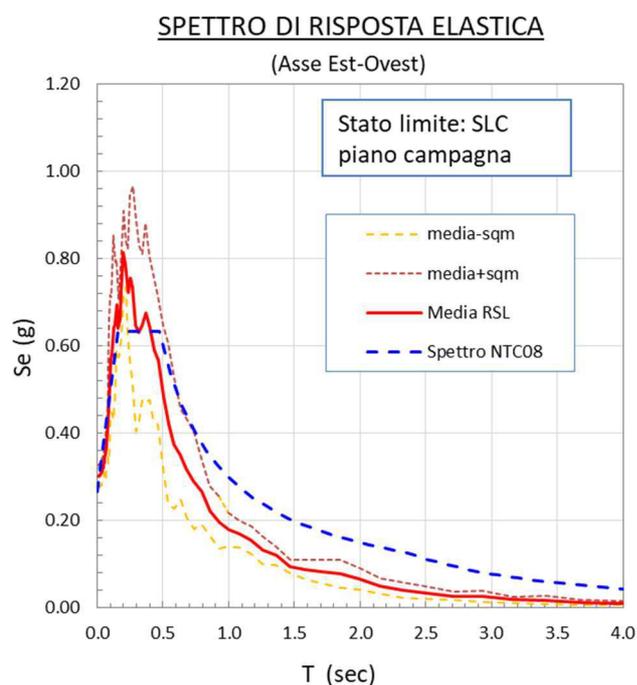


Figura 7-15: SLC – Risultati Analisi di Risposta sismica locale Asse Est-Ovest

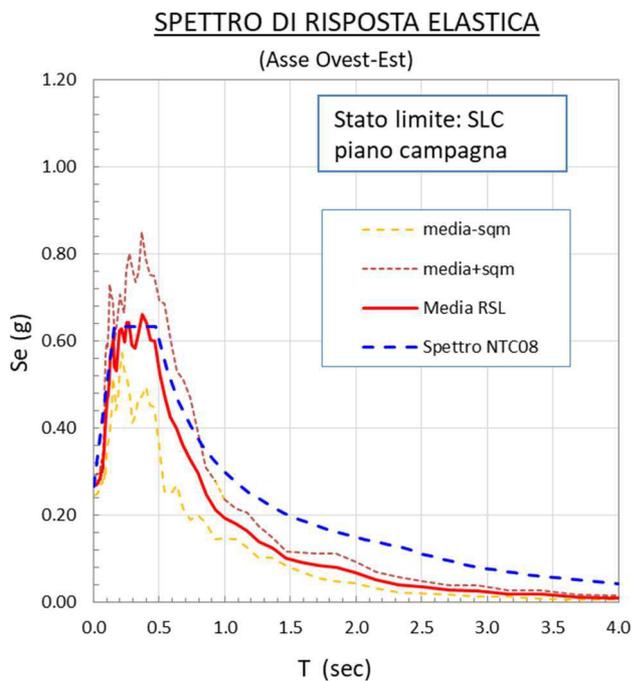


Figura 7-16: SLC – Risultati Analisi di Risposta sismica locale Asse Ovest - Est

8 STABILITÀ DEL SITO NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

8.1 DATI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

Le NTC2018, richiedono la valutazione della stabilità del sito nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine l'insieme dei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, allorché sollecitati da azioni cicliche e dinamiche in condizioni non drenate.

Sulla base della Classe d'Uso dell'opera, si sono scelti i seguenti parametri per le verifiche a liquefazione:

- $M=6$ (cfr. *Tabella 7-1*)
- $a_{max}/g = 0.221 \div 0.249$ (tempo di ritorno $T_R=712$ anni - SLV) a seconda dell'asse del tracciato analizzato (cfr. *Tabella 7-2*).

8.2 METODO DI CALCOLO

Le analisi sono state svolte attraverso l'impiego di metodi empirici che, tenendo conto della composizione granulometrica dei materiali attraversati dalla punta del penetrometro (SPT o CPT), consentono di valutare il coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione (FL) come rapporto tra la resistenza ciclica Cyclic Resistance Ratio (CRR) e la sollecitazione ciclica Cyclic Stress Ratio (CSR). Il metodo si considera applicabile per aree sub-pianeggianti e pertanto la valutazione è stata condotta fino ad una profondità di 15 m dal piano campagna.

Nel caso specifico si è determinato il CRR sia utilizzando la resistenza penetrometrica normalizzata e corretta $(N_1)_{60}$ sia la velocità delle onde di taglio normalizzata V_{S1} .

8.3 RISULTATO DELLE ANALISI

L'analisi è stata condotta sul database complessivo delle prove SPT effettuate in sito e sui valori delle velocità delle onde di taglio determinate da prove Down-Hole.

Di seguito si riportano le stime della resistenza alla liquefazione e i valori dei coefficienti di sicurezza FL per i diversi assi del tracciato. In particolare sono stati raggruppati in un unico grafico i risultati ottenuti con i metodi semplificati al fine di ottenere anche un andamento continuo con la profondità.

Per l'asse Nord-Sud, l'abaco di Seed *et al.* (Figura 8-1) non mostra un evidente pericolo alla liquefazione, fatta eccezione per un unico valore puntuale che si dispone appena a sinistra della curva CRR ($M=6$). A conferma di quanto appena esposto, il fattore di sicurezza determinato per le verticali investigate evidenzia il soddisfacimento della verifica (Figura 8-2) con valori sempre superiori a 1.25.

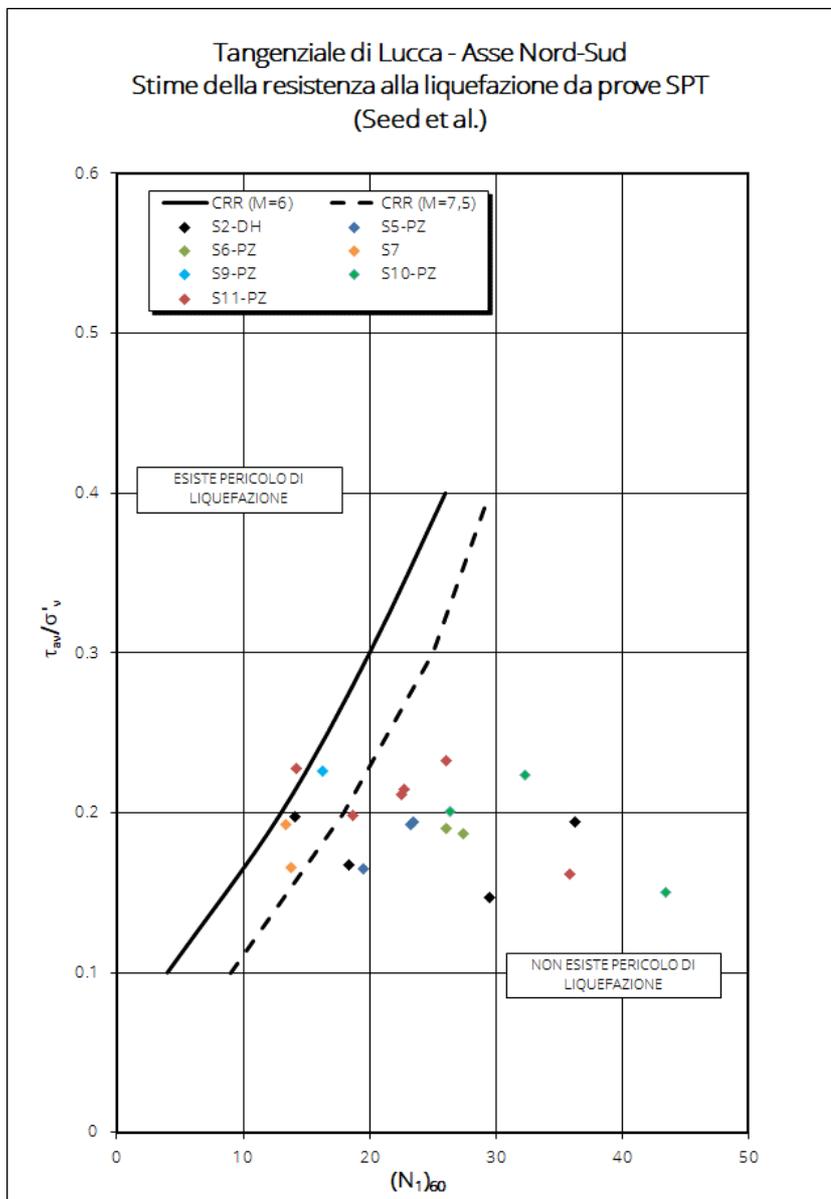


Figura 8-1: Asse Nord-Sud - stima della resistenza alla liquefazione da prove SPT.

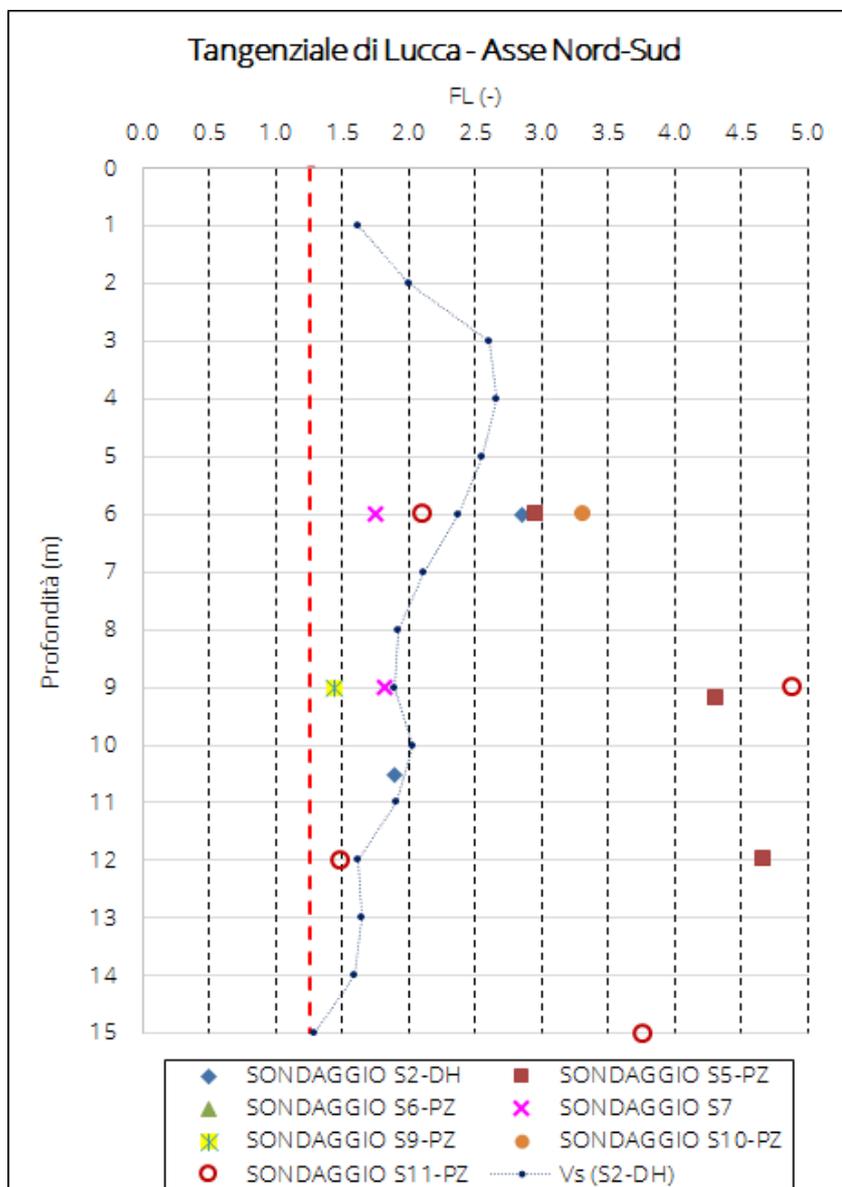


Figura 8-2: Asse Nord-Sud – fattori di sicurezza alla liquefazione.

Per l'asse Est-Ovest, i valori della resistenza penetrometrica standardizzata (Figura 8-3) mostrano una situazione analoga al caso dell'asse Nord-Sud. Il trend positivo della verifica viene confermato anche dai fattori di sicurezza, ad eccezione di quanto ottenuto dalla V_{s1} nei primi 2 m di profondità (Figura 8-4). Occorre sottolineare che i primi metri sono costituiti da terreni disturbati dalle scarse proprietà meccaniche e di rigidità, per i quali sono previste opere di bonifica. Inoltre nel tratto in questione non sono previste opere con fondazioni superficiali che risentirebbero dell'eventuale fenomeno.

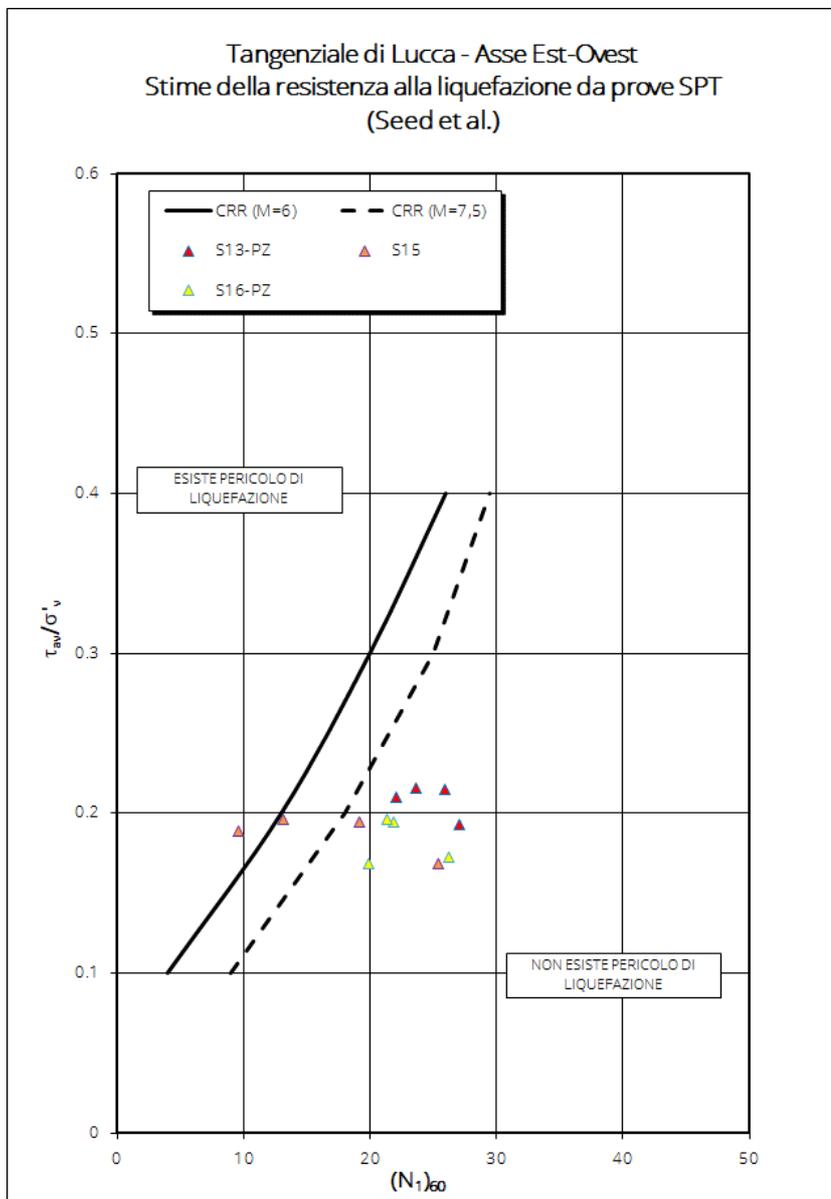


Figura 8-3: Asse Est-Ovest - stima della resistenza alla liquefazione da prove SPT.

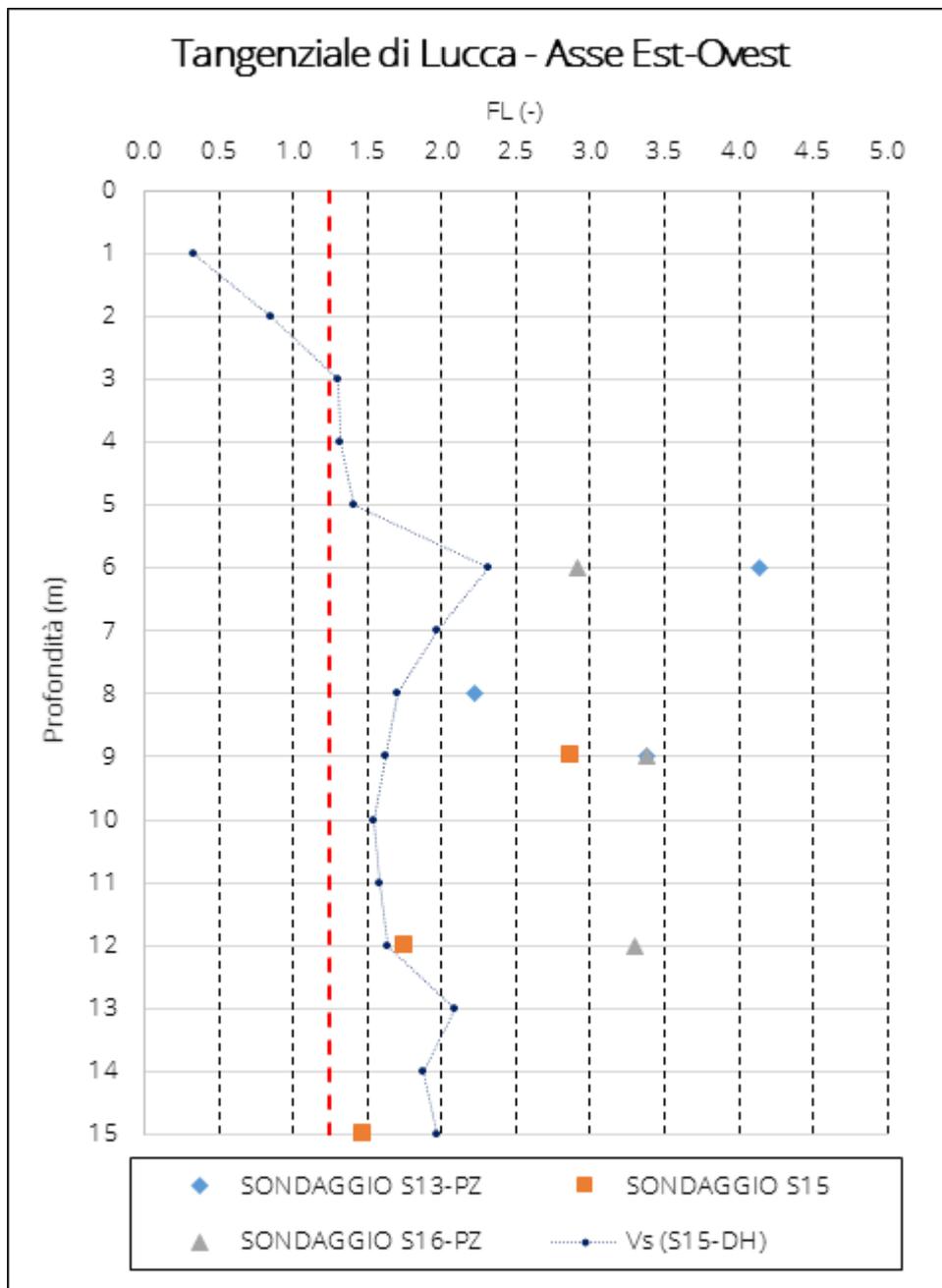


Figura 8-4: Asse Est-Ovest – fattori di sicurezza alla liquefazione.

Infine per il tratto Ovest-Est, l'abaco di Seed *et al.* (2004) in Figura 8-5 mostra come la concentrazione dei valori della resistenza penetrometrica standardizzata sia completamente nella zona di non suscettibilità alla liquefazione. Analogamente il grafico dei fattori di sicurezza (Figura 8-6) conferma la stabilità del sito nei confronti della liquefazione. Sebbene in corrispondenza dei 2-3 m di profondità le V_s portino a valori

inferiori dell'unità, per il medesimo sondaggio sono stati determinati valori di $(N_1)_{60cs}$ superiori a 30. In tali condizioni i terreni granulari sono troppo densi per essere soggetti a liquefazione.

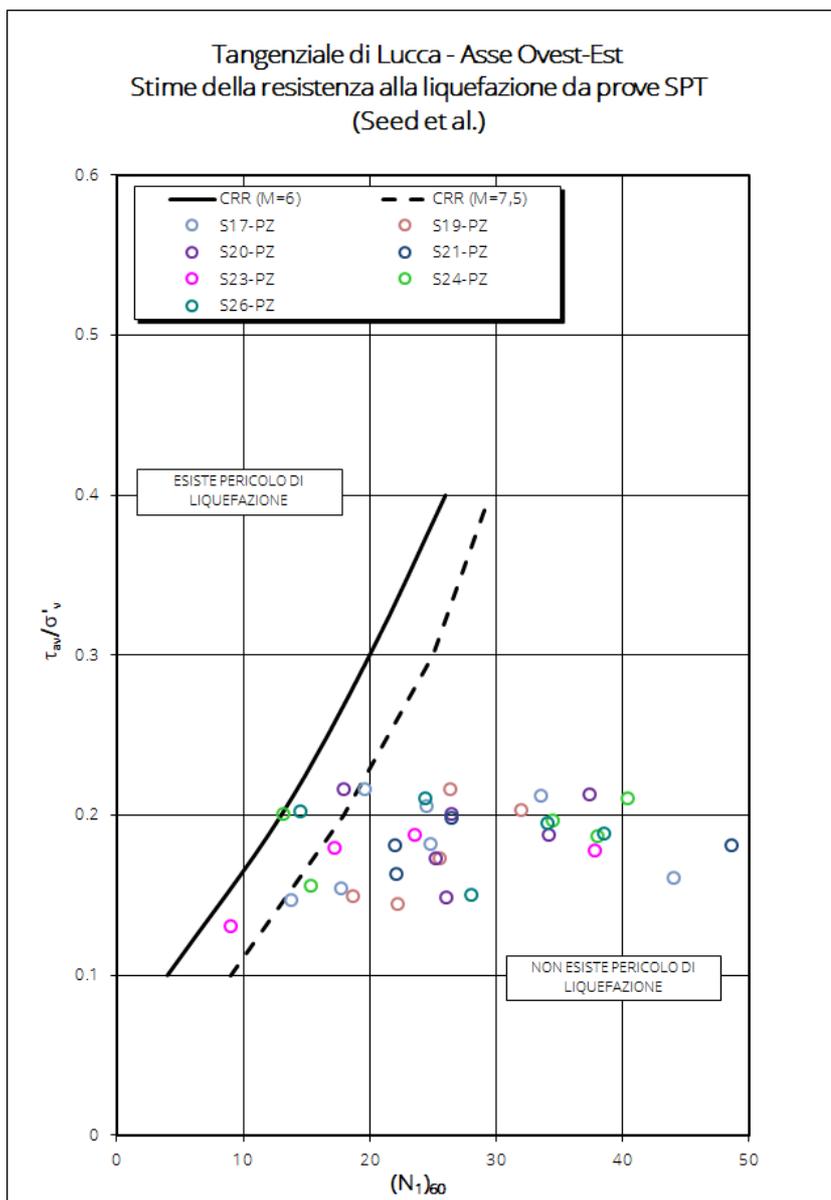


Figura 8-5: Asse Ovest-Est - stima della resistenza alla liquefazione da prove SPT.

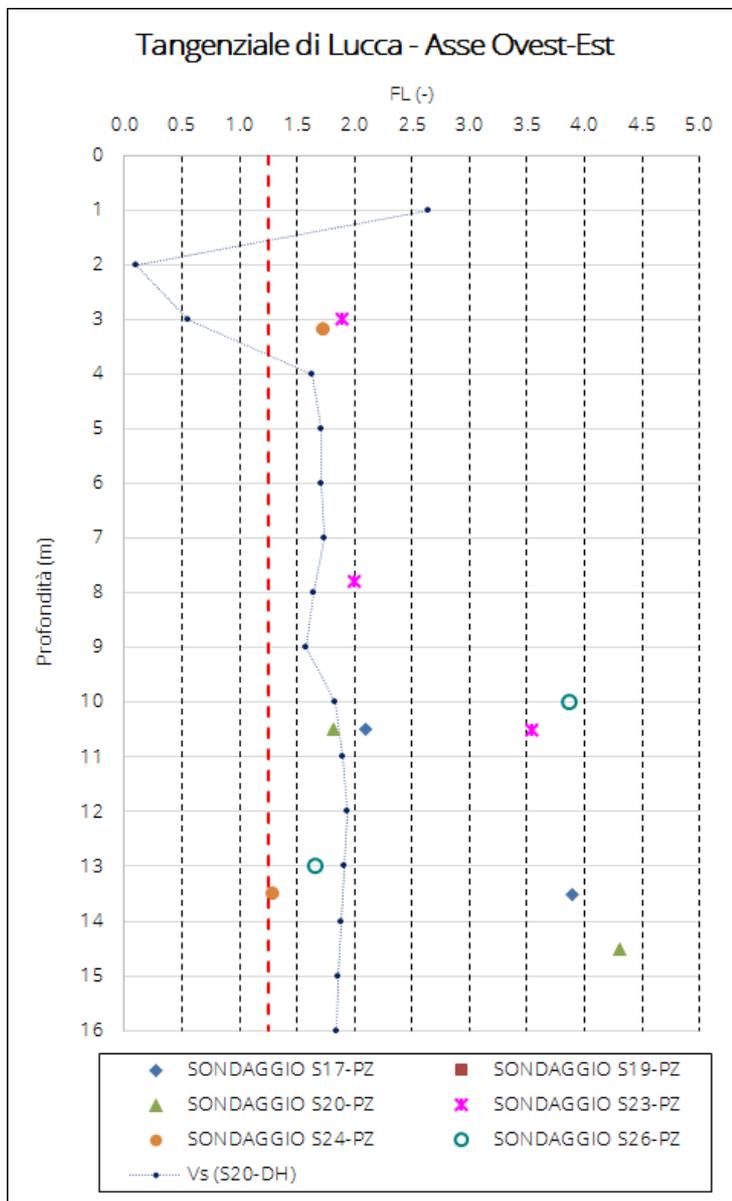


Figura 8-6: Asse Ovest-Est – fattori di sicurezza alla liquefazione.

9 CONCLUSIONI

Nel presente documento è stata eseguita una caratterizzazione sismica dei terreni che ricadono nell'area in progetto attraverso le analisi di risposta sismica locale (RSL) e le analisi a liquefazione. I risultati di dette analisi ha permesso la definizione delle azioni sismiche considerate nei calcoli delle opere e riassunte brevemente qui di seguito.

Lo studio è stato impostato principalmente in base alle risultanze della campagna di indagini geognostiche realizzata per il progetto definitivo (campagna 2018).

La risposta sismica locale è stata stimata in corrispondenza del piano campagna e per gli stati limite SLD, SLV, SLC. I risultati ottenuti sono rappresentati in termini di spettro di risposta per i diversi stati limite e confrontati con lo spettro di normativa (v. par 7.4). Dal confronto è possibile osservare come la risposta sismica locale, a piano campagna, non si discosti sensibilmente da quanto prescritto dalle Norme Tecniche delle Costruzioni. L'amplificazione S_s dovuta al tipo di suolo e suddivisa in relazione allo stato limite analizzato, è compresa tra $1.72 \div 1.60$ per SLD, $1.51 \div 1.70$ per SLV e per $1.46 \div 1.67$ per SLC (vedi *Tabella 7-2*).

Le verifiche a liquefazione, riportate al paragrafo 258, mostrano che il rischio che i terreni interessati siano soggetti a fenomeni di liquefazione sia pressoché nullo.

Le verifiche delle opere minori e dei rilevati in condizioni sismiche sono state eseguite con i valori delle accelerazioni ottenute dagli spettri di norma (NTC2018) per i comuni di Lucca e Capannori.

Per le opere d'arte maggiori (Viadotti e Cavalcaferrovia), dal confronto tra spettri di normativa e spettri ottenuti mediante analisi di risposta sismica locale, sono derivate le seguenti valutazioni e assunzioni:

- poiché nell'intervallo dei periodi propri di vibrazione di interesse per l'opera in esame – all'incirca pari a 2 sec – lo spettro medio ricavato da analisi sismica locale presenta uno scarto in difetto superiore al 10%, si è stabilito, a vantaggio di sicurezza, di utilizzare le ordinate dello spettro di normativa;
- per valori di periodo bassi < 0.5 sec, in cui lo spettro ricavato da risposta sismica locale ha invece uno scarto in eccesso rispetto allo spettro elastico di normativa, si è deciso di utilizzare lo spettro di normativa, poiché l'analisi modale della struttura ha evidenziato che la massa partecipata associata a tali periodi è di fatto trascurabile.

Pertanto, sulla base di quanto detto sopra, per la definizione dell'azione sismica sono stati utilizzati gli spettri elastici di normativa, ridotti per tutto il campo di periodi $T \geq 0.8 T_{isol}$, assumendo come coefficiente riduttivo η lo smorzamento dovuto agli isolatori, pari al 10% (punto 7.10.5.3.2 delle NTC18).