

COMMITTENTE:



RETE FERROVIARIA ITALIANA S.P.A.
DIREZIONE INVESTIMENTI

SOGGETTO TECNICO:

RFI – DIREZIONE TERRITORIALE PRODUZIONE DI FIRENZE
S.O. INGEGNERIA

PROGETTAZIONE:

MANDATARIA



MANDANTI



PROGETTO DEFINITIVO

LINEA PISTOIA - LUCCA - VIAREGGIO/PISA
RADDOPPIO DELLA LINEA PISTOIA - LUCCA - PISA S.R.
TRATTA PESCIA - LUCCA

03 - GEOLOGIA E GEOTECNICA

Relazione sismica

SCALA -

Foglio - di -

PROGETTO/ANNO: **1 3 4 6 P O** SOTTOPR.: **S 1 1** LIVELLO: **P D** NOME DOC.: **T R T R** PROGR.OP.: **0 0** FASE FUNZ.: **0 1** NUMERAZ.: **E 0 0 3**

Revis.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Prima emissione	G. Tanzi	18/09/2018						

POSIZIONE ARCHIVIO	LINEA	SEDE TECN.	NOME DOC.	NUMERAZ.		
	L 5 4 2	L 0 1 1 1 6	T B 0 0	1 0 / 0 1		
	Verificato e trasmesso	Data	Convalidato	Data	Archiviato	Data

INDICE

1	PREMESSA	3
2	RIFERIMENTI PER LA PROGETTAZIONE SISMICA	4
2.1	LEGGI, NORME E RACCOMANDAZIONI.....	4
2.2	DOCUMENTI E DATI DA SITI DI PUBBLICHE AMMINISTRAZIONI O ENTI PUBBLICI	5
2.3	DOCUMENTI DI PROGETTO.....	5
2.4	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	5
3	PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE LUNGO IL TRACCIATO	7
3.1	PREMESSA.....	7
3.2	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	8
3.3	STATI LIMITE E PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO	9
3.4	ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO SU SUOLO RIGIDO (A_G).....	10
4	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO	13
4.1	PREMESSA.....	13
4.2	VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	13
4.3	AZIONE SISMICA DI PROGETTO	16
4.3.1	<i>Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali</i>	17
4.3.2	<i>Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale</i>	18
5	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	19
5.1	PREMESSA.....	19
5.2	DESCRIZIONE DEL FENOMENO.....	20
5.3	METODO DI CALCOLO	21
5.3.1	<i>CRR da correlazione con prove SPT</i>	22

Mandataria

Mandanti

5.4 POSSIBILE RILEVANZA DEL FENOMENO LUNGO IL TRACCIATO IN PROGETTO.....	25
5.5 VALUTAZIONI DI STABILITÀ A LIQUEFAZIONE	25
5.5.1 <i>Dati di pericolosità sismica e magnitudo</i>	25
5.5.2 <i>Livello di falda</i>	26
5.5.3 <i>Sezioni di calcolo ed elaborazioni</i>	26

ALLEGATI

Allegato 1 – Profili di V_s ricavati dalle indagini lungo il tracciato

Allegato 2 – Categoria di sottosuolo ricavata dalle indagini mediante prove MASW lungo il tracciato

Allegato 3 – Risultati delle verifiche a liquefazione

Mandataria

TECH | PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti



1 PREMESSA

Il documento presente costituisce la relazione sismica del Progetto Definitivo del raddoppio della linea Pistoia – Lucca – Pisa San Rossore, nella tratta da Pescia a Lucca (dalla progressiva chilometrica 20+423 alla progressiva chilometrica 42+200).

L'obiettivo del documento è la definizione dell'azione sismica di riferimento su base normativa per le opere previste nel progetto. Pertanto, nella relazione saranno affrontate le tematiche seguenti:

- prescrizioni normative in termini di parametri necessari per le verifiche delle opere in condizioni sismiche, e loro determinazione;
- definizione dei parametri di pericolosità sismica in corrispondenza di punti selezionati lungo il tracciato, tenendo conto della variazione delle condizioni sito – specifiche, sulla base delle informazioni disponibili in merito a vita nominale e classe d'uso delle opere in progetto;
- considerazioni sulla stabilità dei siti sede delle opere, con particolare riferimento al fenomeno della liquefazione, ed eventuale verifica attraverso metodi empirici basati sui dati di prove in sito.

Le considerazioni ed i calcoli esposti nella presente relazione sono basati sui risultati di indagini e prove di laboratorio rese disponibili da archivi documentali (piani strutturali dei comuni lungo linea, progetti realizzati lungo linea, etc.), sui dati della campagna d'indagine integrativa 2018 e sul modello geologico e geotecnico ricavati lungo la linea e descritti rispettivamente nella Relazione geologica e nella Relazione geotecnica.

Mandataria

TECH PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti



2 RIFERIMENTI PER LA PROGETTAZIONE SISMICA

Per la stesura della presente relazione, oltre che alle indicazioni contenute in leggi, norme e raccomandazioni di settore, si è fatto riferimento a documenti reperibili dai siti web dei comuni interessati, della Regione Toscana o di altri enti pubblici, nonché ai documenti progettuali e documenti bibliografici elencati in dettaglio ai paragrafi seguenti.

2.1 Leggi, norme e raccomandazioni

La presente relazione è stata redatta in conformità alle prescrizioni ed indicazioni contenute nelle leggi oggi in vigore che disciplinano la progettazione e l'esecuzione di opere geotecniche e che riguardano la protezione dal rischio sismico:

- legge 5 novembre 1971, n. 1086 (“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, compresso e a struttura metallica”);
- legge 2 febbraio 1974, n. 64 (“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”);
- D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 (“Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia”);
- D.M. 14 gennaio 2008 (“Norme Tecniche per le Costruzioni”);
- Circolare Ministeriale 2 febbraio 2009, n. 617 (“Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”);
- D.M. 17 gennaio 2018 (“Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”);
- D.P.G.R. 53/R/2011 “Regolamento di attuazione dell'articolo 62 della legge regionale 3 gennaio 2005, n. 1 (Norme per il governo del territorio) in materia di indagini geologiche”;
- D.G.R. Toscana del 26 maggio 2014, n. 421 “Aggiornamento dell'allegato 1 (elenco dei comuni) e dell'allegato 2 (mappa) della deliberazione GRT n. 878 dell'8 ottobre 2012, recante “Aggiornamento della classificazione sismica regionale in attuazione dell'O.P.C.M. 3519/2006 ed ai sensi del D.M. 14.01.2008 – Revoca della DGRT 431/2006” e cessazione di efficacia dell'elenco dei Comuni a Maggior Rischio Sismico della Toscana (DGRT 841/2007)”.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione delle norme precedenti e per quanto con esse non in contrasto, sono state prese a riferimento le indicazioni contenute nelle seguenti norme e raccomandazioni:

- RFI (2011) (“Specifiche per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie”);
- Eurocodice 7 UNI EN 1997-1 (“Progettazione geotecnica Parte 1: Regole generali”);
- Eurocodice 7 UNI EN 1997-2 (“Progettazione geotecnica Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo”);
- Eurocodice 8 UNI EN 1998-5 (“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica geotecnica Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”);
- Linee guida a cura della Associazione Geotecnica Italiana (2005) (“Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”);

Mandataria

TECH | PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti



- Raccomandazioni AGI (1977) (“Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”);
- Raccomandazioni AGI (1994) (“Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio”).

2.2 Documenti e dati da siti di pubbliche amministrazioni o enti pubblici

- [1] Comune di Altopascio, Regolamento Urbanistico. Piano Strutturale e allegati (2005)
- [2] Comune di Capannori, Regolamento Urbanistico. Piano Strutturale e allegati (2014)
- [3] Comune di Lucca, Regolamento Urbanistico. Piano Strutturale e allegati (2015)
- [4] Comune di Montecarlo, Regolamento Urbanistico. Piano Strutturale e allegati (2009)
- [5] Comune di Pescia, Regolamento Urbanistico. Piano Strutturale e allegati (2008)
- [6] Comune di Porcari, Regolamento Urbanistico. Piano Strutturale e allegati (2012)
- [7] ISPRA Servizio geologico d’Italia, Carta Geologica d’Italia alla scala 1:50.000, Foglio 262 Pistoia
- [8] Regione Toscana, GEOscopio – Geoportale del Database geologico della Regione toscana (<http://www502.regione.toscana.it/geoscopio/geologia.html>)
- [9] Servizio Geologico d’Italia, Carta geologica d’Italia in scala 1:100.000, foglio 105 Lucca. II edizione, Roma (1971)

2.3 Documenti di progetto

- [10] RFI (2003)a. Relazione geologica “Progetto preliminare del corpo stradale per il raddoppio della linea Pistoia Luca Pisa. Tratta Serravalle Porcari”
- [11] RFI (2003)b. Relazione geologica “Linea Pistoia – Lucca – Pisa S. Rossore. Raddoppio tratta Porcari – Lucca. Progetto preliminare”
- [12] RFI (2017). Relazione geologica “Linea Pistoia – Lucca – Viareggio / Pisa. Raddoppio della linea Pistoia – Lucca – Pisa S.R. Tratta Pescia – Lucca”. Progetto preliminare”

2.4 Riferimenti bibliografici

- [13] HYNES, M.E., and OLSEN, R.S. (1999), *Influence of confining stress on liquefaction resistance*, Proc., Int. Workshop on Phys. And Mech. Of Soil Liquefaction, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 145-152
- [14] IDRIS, I.M. and BOULANGER, R.W. (2004), *Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes*. In: Proceedings, 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake engineering, and 3d International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. D. Doolin et al., eds., Stallion press, Vol. 1, pp. 32-56
- [15] LAI C.G., FOTI S., e ROTA M. (2009), *Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione*, IUSS Press
- [16] OHTA, Y. and GOTO, N. (1978), *Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 6, pp.167-187

- [17] SEED, H.B. and IDRISS, I.M. (1971), *Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential*, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 97(9), pp.1249-1273
- [18] SEED, H.B. and IDRISS, I.M. (1982), *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA
- [19] SEED, R.B., TOKIMATSU, K., HARDER, L.F., and CHUNG, L.M. (1985), *The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations*, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111(12), pp.1425-1445
- [20] YOUNG, T.L., IDRISS, I.M., ANDRUS, R.D., CASTRO, G., CHRISTIAN, J.T., DOBRY, R., FINN, L.W.D., HARDER, L.F. Jr., HYNES, M.H., ISHIHARA, K., KOESTER, J.P., LIAO, S.S.C., MARCUSON, W.F. III, MARTIN, G.R., MITCHELL, J.K., MORIWAKI, Y., POWER, M.S., ROBERTSON, P.K., SEED, R.B. and STOKOE, K.H. II (2001), *Liquefaction Resistance of Soil: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 127, n° 10, pp.817-833

Mandataria

TECH | PROJECT
ingegneria integrata ©



Quality Engineering

Mandanti



The logo for ambiente features a blue square above the word 'ambiente' in a bold, lowercase sans-serif font. Below the word, it reads 'ingegneria ambientale e laboratori'.

3 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE LUNGO IL TRACCIATO

3.1 Premessa

In accordo alle Norme Tecniche, l'azione sismica da considerare nelle verifiche dei diversi stati limite di progetto è definita a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, a sua volta espressa in termini di:

- accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero su suolo rigido, con superficie topografica orizzontale (a_g);
- ordinate dello spettro di risposta elastica in accelerazione $S_e(T)$ "ancorato" al valore di a_g , facendo riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per la vita utile della struttura.

Data la probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerato, funzione dello Stato Limite di interesse per la verifica, la forma spettrale è definita attraverso i valori dei seguenti parametri relativi ad un sito di riferimento rigido e orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima su sito rigido e superficie topografica orizzontale;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei paragrafi seguenti saranno stabiliti il periodo di riferimento per l'azione sismica sulla base della classificazione delle opere in progetto (par. 3.2) e gli stati limite di interesse per la verifica strutturale, insieme ai periodi di ritorno corrispondenti (par. 3.3).

Infine, nel par. 3.4, sarà ricavato il valore di a_g in corrispondenza dei punti ubicati, ove possibile, in corrispondenza o in prossimità delle prove geofisiche previste e distribuiti ad intervallo approssimativamente regolare lungo il tracciato.

I punti sono individuati tramite le coordinate geografiche ed elencati in Tabella 3.1.

Tabella 3.1 Coordinate geografiche dei punti per il calcolo dell'accelerazione orizzontale massima su sito rigido e superficie topografica orizzontale

ID	Progressiva di riferimento	Latitudine [°]	Longitudine [°]
1	22+550	43.872917	10.676472
2	24+000	43.860139	10.680111
3	25+450	43.848417	10.688667
4	26+750	43.839583	10.694472
5	28+300	43.827778	10.683944
6	29+800	43.816803	10.671778
7	32+100	43.819639	10.646500
8	34+400	43.830500	10.621568
9	36+600	43.832861	10.595278
10	37+400	43.833333	10.584778
11	40+500	43.835222	10.546639
12	41+800	43.836028	10.530083

La determinazione della categoria di sottosuolo attraverso l'interpretazione delle indagini geotecniche disponibili, delle condizioni topografiche e quindi il calcolo dell'azione sismica corrispondente ai diversi stati limite nei punti di interesse costituiranno l'oggetto del Capitolo 4.

3.2 Vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento per l'azione sismica

La Vita Nominale di progetto di un'opera (V_N), intesa come il numero di anni in cui la stessa può essere usata per lo scopo al quale è destinata purché soggetta alla manutenzione ordinaria, è così stabilita dalle Norme Tecniche:

- $V_N \leq 10$ anni, per costruzioni temporanee e provvisorie;
- $V_N \geq 50$ anni, per costruzioni con livelli di prestazioni ordinari;
- $V_N \geq 100$ anni per costruzioni con livelli di prestazioni elevati.

Le verifiche sismiche di opere con $V_N \leq 10$ anni o di opere in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto prevede che la condizione provvisoria permanga per meno di 2 anni.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, per tutte le opere in linea e per tutte le opere direttamente interferenti con la linea in caso di collasso (opere di attraversamento: sottovia, tombini, ecc.), in questa sede si assumerà:

$$V_N = 50 \text{ anni.}$$

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche, le Norme Tecniche distinguono le costruzioni in classi d'uso, legate ad esigenze di operatività nelle fasi immediatamente successive ad un evento sismico.

Le classi d'uso, caratterizzate mediante il coefficiente d'uso (C_U), sono così definite:

- Classe I ($C_U=0.7$): costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;

Mandataria

Mandanti

- Classe II ($C_U=1.0$): [...] Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. [...];
- Classe III ($C_U = 1.5$): [...] Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza [...].
- Classe IV ($C_U = 2.0$): [...] Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico [...].

A tutte le opere in linea e le opere direttamente interferenti con la linea in caso di collasso è attribuita la Classe III ($C_U=1.5$).

L'azione sismica da considerare nelle verifiche è fissata in relazione ad un periodo di riferimento V_R che, per ciascun tipo di opera, si ricava moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Alla luce di quanto sopra esposto, il periodo di riferimento V_R rispetto al quale calcolare l'azione sismica di progetto è, per tutte le opere:

$$V_R = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni.}$$

3.3 Stati limite e probabilità di superamento

L'azione sismica di progetto deve essere determinata in funzione degli Stati Limite relativi all'opera in progetto ed alle corrispondenti probabilità P_{V_R} di verificarsi nel periodo di riferimento V_R .

Gli Stati Limite di riferimento per verifiche in condizioni sismiche (par. 3.2.1 delle Norme Tecniche) sono:

- Stati Limite Ultimi (SLU), che comprendono:
 - Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana (SLV), definito come lo stato limite in cui la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
 - Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC), definito come lo stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.
- Stati limite di Esercizio (SLE), che comprendono:
 - Stato Limite di immediata Operatività (SLO), relativo alla condizione che, per effetto del terremoto, la costruzione nel suo complesso (elementi strutturali, non strutturali e apparecchiature rilevanti) non subisca danni e interruzioni d'uso significative;
 - Stato Limite di Danno (SLD), relativo alla condizione che, per effetto del terremoto, la costruzione nel suo complesso (elementi strutturali, non strutturali e apparecchiature rilevanti) subisca danni tali da non mettere a

Mandataria

Mandanti

rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

La norma vigente assegna al progettista il compito di stabilire il livello di prestazione della struttura da verificare per ogni stato limite considerato. Le probabilità di superamento cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente per ciascuno degli stati limite considerati sono (cfr Tab 3.2.I Norme Tecniche):

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel tempo V_R	
Esercizio	SLO	81 %
	SLD	63 %
Ultimi	SLV	10 %
	SLC	5 %

Il tempo di ritorno T_R dell'azione sismica di verifica è legato al periodo di riferimento V_R ed alla probabilità di superamento P_{VR} dalla relazione:

$$T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR})$$

Per le opere in progetto ($V_R = 75$ anni), il tempo di ritorno dell'azione sismica si ricava dalla tabella seguente.

Stato Limite		P_{VR} %	T_R anni
SLE	SLO	81%	45
	SLD	63%	75
SLU	SLV	10%	712
	SLC	5%	1462

3.4 Accelerazione di riferimento su suolo rigido (a_g)

I valori dei parametri a_g , F_0 , e T_c^* da considerare per la determinazione dell'azione sismica, definiti al par. 3.1, sono forniti in allegato al DM 14/01/2008 in punti ubicati ai nodi di una griglia che copre l'intero territorio nazionale. I valori degli stessi parametri in un sito di coordinate geografiche note che non sia ubicato su un nodo della griglia si ottengono per interpolazione dei valori ai quattro nodi della griglia più vicini.

In **Tabella 3.2** sono riportati i valori di a_g , F_0 , e T_c^* ricavati nei punti distribuiti lungo il tracciato ed elencati in **Tabella 3.1**. I valori sono stati ottenuti mediante il foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v. 1.0.3, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (2009).

Tabella 3.2 Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP 2009) per le opere dell'asse principale e ad esse interferenti caratterizzate da $V_R = 150$ anni

ID	Progressiva di riferimento	SL	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
1	22+550	SLO	45	0.054	2.545	0.255
		SLD	75	0.066	2.553	0.268
		SLV	712	0.155	2.387	0.300
		SLC	1462	0.196	2.383	0.309
2	24+000	SLO	45	0.054	2.548	0.254
		SLD	75	0.065	2.559	0.268
		SLV	712	0.154	2.384	0.300
		SLC	1462	0.194	2.383	0.309
3	25+450	SLO	45	0.052	2.561	0.252
		SLD	75	0.062	2.585	0.267
		SLV	712	0.149	2.377	0.297
		SLC	1462	0.186	2.387	0.306
4	26+750	SLO	45	0.052	2.562	0.252
		SLD	75	0.062	2.587	0.267
		SLV	712	0.148	2.377	0.297
		SLC	1462	0.186	2.387	0.305
5	28+300	SLO	45	0.052	2.564	0.252
		SLD	75	0.062	2.590	0.267
		SLV	712	0.147	2.377	0.296
		SLC	1462	0.185	2.388	0.304
6	29+800	SLO	45	0.051	2.566	0.251
		SLD	75	0.061	2.593	0.267
		SLV	712	0.147	2.378	0.295
		SLC	1462	0.184	2.388	0.303
7	32+100	SLO	45	0.051	2.564	0.250
		SLD	75	0.061	2.591	0.266
		SLV	712	0.146	2.377	0.294
		SLC	1462	0.183	2.388	0.302
8	34+400	SLO	45	0.051	2.561	0.250
		SLD	75	0.061	2.587	0.266
		SLV	712	0.147	2.376	0.294
		SLC	1462	0.184	2.387	0.303

Mandataria

TECH PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti



ID	Progressiva di riferimento	SL	T _R [anni]	a _g [g]	F _o [-]	T _c * [s]
9	36+600	SLO	45	0.051	2.560	0.250
		SLD	75	0.061	2.586	0.266
		SLV	712	0.147	2.376	0.294
		SLC	1462	0.184	2.387	0.303
10	37+400	SLO	45	0.051	2.559	0.250
		SLD	75	0.061	2.586	0.266
		SLV	712	0.147	2.376	0.294
		SLC	1462	0.185	2.387	0.303
11	40+500	SLO	45	0.050	2.558	0.249
		SLD	75	0.061	2.584	0.265
		SLV	712	0.146	2.376	0.292
		SLC	1462	0.184	2.388	0.301
12	41+800	SLO	45	0.050	2.557	0.248
		SLD	75	0.060	2.583	0.265
		SLV	712	0.146	2.376	0.292
		SLC	1462	0.184	2.389	0.301

4 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

4.1 Premessa

La definizione dell'azione sismica di progetto lungo il tracciato della linea ferroviaria e per le opere in progetto è stata condotta facendo riferimento all'approccio semplificato previsto dalle Norme Tecniche in vigore (D.M. 17 gennaio 2018, Aggiornamento delle «norme tecniche per le costruzioni», supplemento ordinario n. 8 alla Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20 febbraio 2018).

4.2 Valutazione della risposta sismica locale

Il tracciato di progetto viene suddiviso in zone omogenee sotto il profilo della risposta sismica locale identificando la categoria di sottosuolo di appartenenza alla luce dei risultati delle indagini disponibili. In particolare, proprio con questa finalità, sono state eseguite n. 9 prove geofisiche con metodologia "MASW", che permette la stima diretta di V_s (velocità di propagazione delle onde di taglio) basandosi sull'analisi di propagazione delle onde di superficie.

Infatti, in accordo alle Norme Tecniche, le categorie di sottosuolo vengono distinte principalmente in funzione dei valori di V_s che caratterizzano il volume significativo del terreno con cui l'opera interagisce. La scelta deriva dal fatto che l'amplificazione sismica di un deposito è dipendente dal modulo di taglio a piccole deformazioni (G_0), a sua volta legato alla velocità di propagazione delle onde di taglio a piccole deformazioni mediante la ben nota relazione:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2,$$

essendo ρ la densità del materiale che costituisce il deposito.

Per un dato sito, le Norme definiscono la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ($V_{S,eq}$) mediante la formula:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

essendo H lo spessore complessivo del deposito sopra al substrato, h_i =spessore (in metri) dell' i -esimo strato compreso e $V_{S,i}$ =velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato.

Per i siti nei quali la profondità del substrato è maggiore di 30 m (condizione sempre riscontrata lungo il tracciato), si pone $H=30$ m e nella formula si considereranno gli strati fino a 30 m. La velocità equivalente viene indicata come $V_{S,30}$.

I valori di $V_{S,30}$ sono ottenuti automaticamente dalle prove MASW; si rimanda ai report di indagine allegati alla Relazione geotecnica per maggiori dettagli in proposito.

In Allegato 1 alla presente si mostrano i profili di V_s ottenuti per via diretta dalle prove MASW. Ove disponibili i risultati di prove penetrometriche dinamiche (SPT) eseguite in prossimità delle MASW, i profili sono confrontati con i valori di V_s ricavati indirettamente, attraverso correlazioni di letteratura (Ohta & Goto, 1978). Nelle figure, le linee a tratto continuo rappresentano il profilo di V_s riportato nel rapporto di indagine della relativa MASW, mentre i punti (figure MASW4, MASW 8 e MASW 9) indicano il valore della V_s stimata mediante la correlazione di Ohta & Goto (1978) alla profondità a cui è stata effettuata la prova SPT. La stima di V_s dai valori di N_{SPT} si mostra in buon accordo con i valori misurati tramite MASW.

Mandataria

Mandanti

I valori delle velocità equivalenti $V_{S,30}$ determinate lungo il tracciato sono compresi tra 265 m/s e 483 m/s, corrispondenti a categorie di sottosuolo "C" ($180 \text{ m/s} < V_S < 360 \text{ m/s}$) o "B" ($360 \text{ m/s} < V_S < 800 \text{ m/s}$) e sono riassunti nella figura in Allegato 2.

Poiché, pur essendo riferibili a categorie di sottosuolo diverse, i valori minimo e massimo non si discostano molto fra loro collocandosi a cavallo del valore che separa le due categorie, si preferisce in favore di sicurezza attribuire a tutte le opere in progetto l'azione sismica riferita alla categoria di sottosuolo C. In questo modo si perviene ad un dimensionamento omogeneo in termini di risposta sismica locale, basato sulla categoria che porta alla valutazione dell'azione sismica più cautelativa.

In conclusione, l'azione sismica viene calcolata assimilando il profilo del terreno lungo tutto il tracciato a categoria C, ossia "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina)..".

In accordo alle Norme Tecniche, l'effetto della risposta sismica locale sulla pericolosità di base si valuta mediante il coefficiente di sito (S), funzione sia della categoria di sottosuolo sopra determinata (S_S) sia dell'andamento piano altimetrico della superficie topografica (S_T):

$$S = S_S \cdot S_T.$$

Il coefficiente S_S per ciascuna categoria di sottosuolo si ricava dalle espressioni fornite in Tabella 3.2.IV al par. 3.2.3 delle Norme Tecniche (**Tabella 4.1** seguente).

Tabella 4.1 Tab. 3.2.IV delle Norme Tecniche (espressioni di S_S e di C_C)

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per quanto riguarda l'eventuale amplificazione topografica, al coefficiente S_T possono essere assegnati i valori seguenti in funzione della categoria topografica corrispondente (**Tabella 4.2** seguente).

Tabella 4.2 Tab. 3.2.III delle Norme Tecniche (categorie topografiche)

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Considerato che il tracciato insiste su terreni sostanzialmente pianeggianti (cat. T1), si potrà assumere, indipendentemente dall'opera, $S_T = 1$.

I valori del fattore di sito S e dell'azione sismica di progetto $a_{max} = S a_g$ lungo il tracciato (punti in Tabella 3.1) per i periodi di ritorno corrispondenti ai diversi stati limite sono riportati qui di seguito.

Tabella 4.3 Coefficienti di sito S e accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento ($V_R = 75$ anni)

ID	Progressiva di riferimento	$V_{s,30}$ [m/s]	Categoria sottosuolo	SL	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	S [-]	a_{max} [g]
1	22+550		C	SLO	45	0.054	2.545	1.800	0.098
				SLD	75	0.066	2.553	1.800	0.119
				SLV	712	0.155	2.387	1.773	0.276
				SLC	1462	0.196	2.383	1.704	0.334
2	24+000		C	SLO	45	0.054	2.548	1.800	0.097
				SLD	75	0.065	2.559	1.800	0.118
				SLV	712	0.154	2.384	1.775	0.274
				SLC	1462	0.194	2.383	1.707	0.331
3	25+450		C	SLO	45	0.052	2.561	1.800	0.094
				SLD	75	0.062	2.585	1.800	0.112
				SLV	712	0.149	2.377	1.786	0.265
				SLC	1462	0.186	2.387	1.720	0.320
4	26+750		C	SLO	45	0.052	2.562	1.800	0.093
				SLD	75	0.062	2.587	1.800	0.112
				SLV	712	0.148	2.377	1.786	0.265
				SLC	1462	0.186	2.387	1.720	0.320
5	28+300		C	SLO	45	0.052	2.564	1.800	0.093
				SLD	75	0.062	2.590	1.800	0.111
				SLV	712	0.147	2.377	1.788	0.264
				SLC	1462	0.185	2.388	1.722	0.318

ID	Progressiva di riferimento	$V_{s,30}$ [m/s]	Categoria sottosuolo	SL	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	S [-]	a_{max} [g]
6	29+800		C	SLO	45	0.051	2.566	1.800	0.092
				SLD	75	0.061	2.593	1.800	0.110
				SLV	712	0.147	2.378	1.789	0.262
				SLC	1462	0.184	2.388	1.724	0.317
7	32+100		C	SLO	45	0.051	2.564	1.800	0.092
				SLD	75	0.061	2.591	1.800	0.110
				SLV	712	0.146	2.377	1.790	0.262
				SLC	1462	0.183	2.388	1.725	0.316
8	34+400		C	SLO	45	0.051	2.561	1.800	0.092
				SLD	75	0.061	2.587	1.800	0.110
				SLV	712	0.147	2.376	1.789	0.263
				SLC	1462	0.184	2.387	1.723	0.318
9	36+600		C	SLO	45	0.051	2.560	1.800	0.092
				SLD	75	0.061	2.586	1.800	0.110
				SLV	712	0.147	2.376	1.789	0.263
				SLC	1462	0.184	2.387	1.723	0.318
10	37+400		C	SLO	45	0.051	2.559	1.800	0.092
				SLD	75	0.061	2.586	1.800	0.110
				SLV	712	0.147	2.376	1.788	0.263
				SLC	1462	0.185	2.387	1.723	0.318
11	40+500		C	SLO	45	0.050	2.558	1.800	0.091
				SLD	75	0.061	2.584	1.800	0.109
				SLV	712	0.146	2.376	1.790	0.262
				SLC	1462	0.184	2.388	1.724	0.317
12	41+800		C	SLO	45	0.050	2.557	1.800	0.091
				SLD	75	0.060	2.583	1.800	0.109
				SLV	712	0.146	2.376	1.790	0.262
				SLC	1462	0.184	2.389	1.724	0.317

4.3 Azione sismica di progetto

L'azione sismica è caratterizzabile attraverso 3 componenti di moto mutuamente ortogonali, due nel piano orizzontale (X e Y) e una in direzione verticale Z, da considerarsi fra loro indipendenti. In funzione del tipo di verifica strutturale o geotecnica da effettuare, l'azione sismica corrispondente può essere rappresentata attraverso:

- accelerazione massima orizzontale attesa in superficie (cfr. par.4.2);
- spettro di risposta in accelerazione o spostamento atteso in superficie;
- accelerogrammi.

Mandataria

Mandanti

In via semplificata lo spettro di risposta della componente verticale può essere determinato sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

Vengono di seguito fornite le indicazioni di carattere operativo per procedere alla determinazione degli spettri di risposta elastici. Si rimanda al testo delle Norme Tecniche per ogni ulteriore dettaglio, inclusa la definizione degli spettri allo Stato Limite Ultimo a partire dagli spettri elastici qui definiti.

4.3.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (1)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad (2)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (3)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad (4)$$

in cui:

- T è il periodo proprio di vibrazione;
- S_e è l'accelerazione spettrale orizzontale;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, già introdotto al par. 4.2;
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per fattori di smorzamento viscoso ξ diversi dal 5%, secondo la relazione

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55$$

dove ξ , espresso in percentuale, è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale (i valori di riferimento sono dati in Tabella 3.1);
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:
 $T_C = C_C \cdot T^*_C$
dove T^*_C è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (i valori di riferimento sono dati in Tabella 3.2), mentre C_C è un coefficiente legato alla categoria di sottosuolo attraverso le relazioni fornite in Tab. 3.2.IV delle Norme Tecniche (**Tabella 4.1**);
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante ($T_B = T_C / 3$);
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi dalla relazione:

$$T_D = 4.0 \cdot (a_g/g) + 1.6$$

4.3.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_{rg} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (5)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_{rg} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \quad (6)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_{rg} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (7)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_{rg} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad (8)$$

Dove:

- T è il periodo di vibrazione, S_{ve} l'accelerazione spettrale verticale;
- F_v è un fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima espressa in funzione dell'accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale mediante la relazione:

$$F_v = 1.35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_{rg}}{g} \right)^{0.5}$$

I valori di a_g , F_o , S , η sono gli stessi già definiti per le componenti orizzontali.

I valori di S_s , T_B , T_C e T_D i valori sono indicati nella seguente (Tabella 3.2.VI delle Norme Tecniche)

Tabella 4.4 Tab. 3.2.VI delle Norme Tecniche (valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale)

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

5 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

5.1 Premessa

Al cap. 7.11.3.4 le Norme Tecniche richiedono che sia verificata la stabilità delle opere in progetto nei confronti della liquefazione, dove con il termine liquefazione si intendono quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre prendere provvedimenti atti al consolidamento del terreno e/o al trasferimento dei carichi a strati di terreno non suscettibili di liquefazione. In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

Le Norme Tecniche elencano una serie di condizioni sufficienti per escludere che il fenomeno possa manifestarsi, rendendo quindi superflua la verifica relativa. In pratica, in accordo alle Norme, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero minori di 0.1 g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve rappresentate in Figura 5.1 (valida per terreni caratterizzati da coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$) e Figura 5.2 (valida per terreni caratterizzati da coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$).

Mandataria

TECH PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti



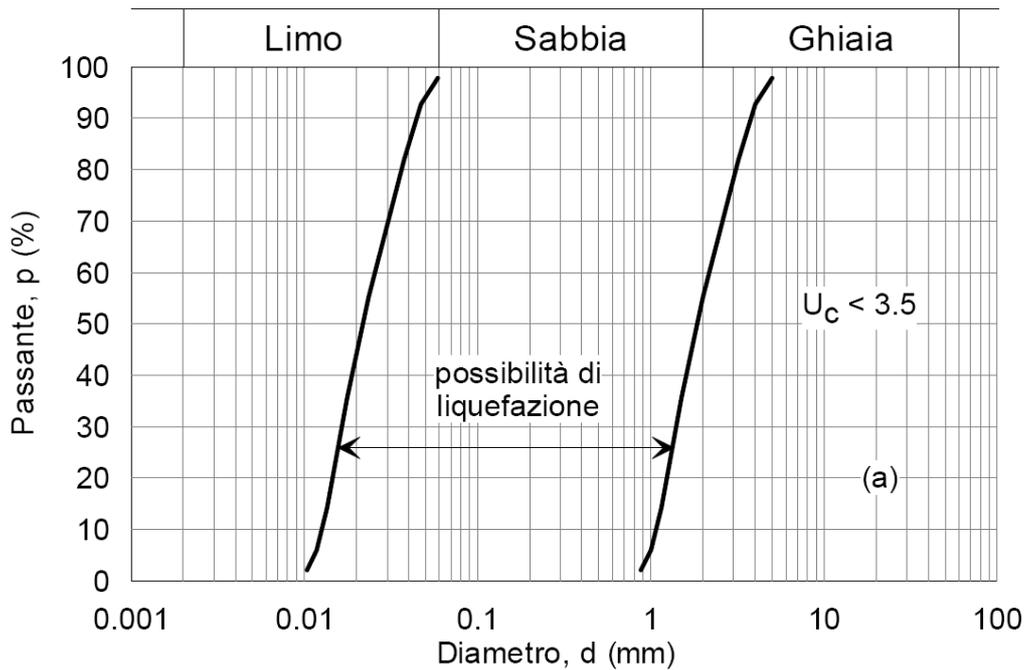


Figura 5.1 Intervallo granulometrico di suscettibilità a liquefazione (terreni con $U_c < 3.5$)

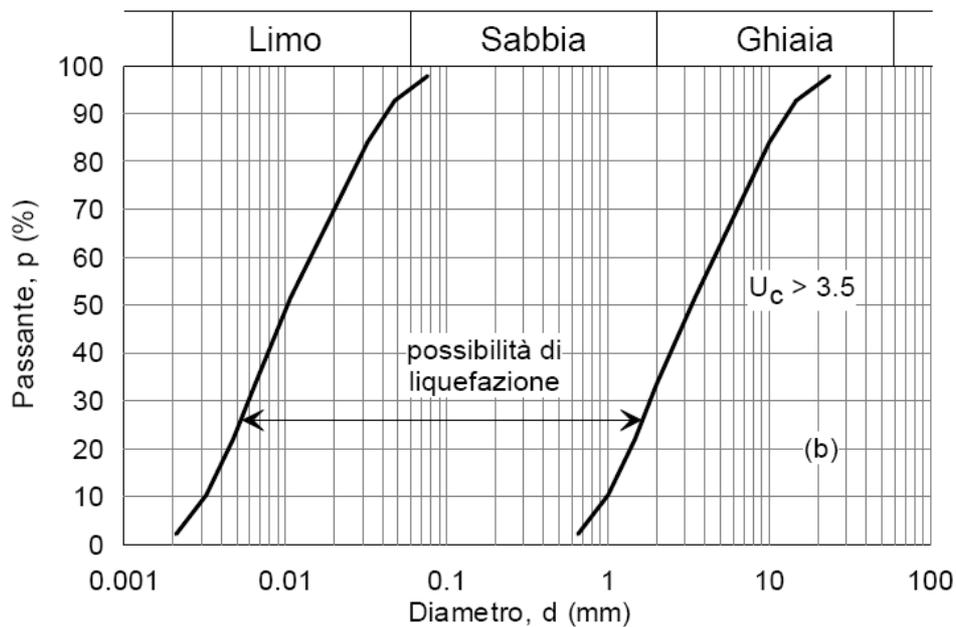


Figura 5.2 Intervallo granulometrico di suscettibilità a liquefazione (terreni con $U_c > 3.5$)

5.2 Descrizione del fenomeno

A causa della breve durata del moto sismico, il terreno reagisce in condizioni sostanzialmente non drenate. In tali condizioni, il comportamento non lineare dei materiali

Mandataria

Mandanti

sabbiosi e sabbioso/limosi sottoposti a carichi ciclici porta alla generazione di sovrappressioni interstiziali e conseguente diminuzione, anche significativa, di rigidità e resistenza. Alla successiva dissipazione delle sovrappressioni interstiziali corrisponde la generazione di deformazioni permanenti che, una volta terminato l'evento sismico, possono determinare problematiche all'esercizio della linea, alla stabilità dei rilevati e delle opere di attraversamento.

Il fenomeno della liquefazione è profondamente influenzato dalla granulometria del terreno, dalle variabili di stato iniziali (grado di addensamento, esprimibile attraverso la densità relativa D_R , e livello tensionale) e dal numero equivalente di cicli di sforzo sinusoidali (N) indotti dal terremoto. Un materiale non coesivo, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la sua densità relativa. Il potenziale di liquefazione, ovviamente, aumenta al crescere di N .

In questo contesto, il problema principale che si pone in fase di progettazione è valutare la stabilità del sito di progetto rispetto al fenomeno della liquefazione quando il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limoso-argillosa.

5.3 Metodo di calcolo

La suscettibilità alla liquefazione sarà verificata per mezzo del metodo semplificato originariamente proposto da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), confrontando lo sforzo di taglio ciclico normalizzato rispetto alla pressione verticale in sito (CSR) e la resistenza normalizzata del terreno al taglio ciclico (CRR) così definiti:

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = \text{rapporto di tensione ciclica}$$

$$CRR = \frac{\tau_l}{\sigma'_{v0}} = \text{rapporto di resistenza ciclica}$$

Nel caso di superficie pianeggiante, lo sforzo di taglio indotto ad ogni profondità durante l'evento sismico è dovuto essenzialmente alla propagazione delle onde di taglio polarizzate orizzontalmente. In accordo al metodo utilizzato, la tensione di taglio ciclico indotta dallo scuotimento sismico (sforzo di taglio ciclico normalizzato CSR) viene approssimata da un valore efficace dell'accelerazione pari al 65% della accelerazione di picco a_{max} mediante la formulazione seguente:

$$CSR = (\tau_{av}/\sigma'_{v0}) = 0.65(a_{max}/g)(\sigma_{v0}/\sigma'_{v0})r_d$$

dove:

a_{max}	accelerazione di picco al sito
g	accelerazione di gravità
τ_{av}	valore rappresentativo dello sforzo di taglio ciclico
σ_{v0}	tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni totali
σ'_{v0}	tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni efficaci

Mandataria

Mandanti

r_d coefficiente di riduzione dello sforzo di taglio ciclico in funzione della profondità da piano campagna, calcolato in accordo a Blake (Blake, 1996, riportato da Youd et al., 2001):

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{1.5}}{1 - 0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z - 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.00121 \cdot z^2}$$

5.3.1 CRR da correlazione con prove SPT

Il rapporto di resistenza ciclica CRR può essere valutato mediante relazioni empiriche che correlino la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT o CPT.

Nel caso in esame, si farà riferimento ai risultati delle prove SPT.

La procedura di valutazione si basa sulla relazione qui mostrata in Figura 5.3, originariamente proposta da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985) e successivamente confermata da Youd et al. (2001), in cui i risultati delle prove SPT sono espressi in termini di numero di colpi corretti $N_{1(60)}$, ossia sono normalizzati per una pressione verticale efficace pari a 100 kPa e corretti per un valore standard di energia trasmessa (60% del valore nominale) come segue:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

dove:

C_N = coefficiente correttivo che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace.

In letteratura sono presenti diversi metodi per la valutazione del coefficiente correttivo C_N . Qui è stata applicata la seguente relazione proposta da Liao e Whitman (1986):

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.5} \leq 1.7$$

in cui P_a è la pressione atmosferica, pari a 100 kPa, e σ'_{vo} è la tensione verticale in sito, in termini di sforzi efficaci;

C_E = coefficiente correttivo che va a considerare il rendimento energetico dell'attrezzatura e riconduce le misure ad un rendimento energetico del 60% attraverso la relazione di proporzionalità:

$$C_E = \frac{ER_m}{60}$$

in cui ER_m è il fattore di rendimento (espresso in %) del trasferimento dell'energia del maglio all'attrezzo campionatore, dipendente dalla macchina utilizzata per fare la prova; considerando che la configurazione di prova normalmente adoperata in Italia ha un rendimento energetico molto prossimo al 60%, tale coefficiente è stato posto pari ad 1;

C_B = fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio;

C_R = fattore correttivo per la lunghezza delle aste del penetrometro;

C_S = fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionatore.

Gli ultimi tre coefficienti correttivi saranno assunti pari ad 1, considerando che le prove sono state eseguite sulla base delle raccomandazioni fornite dall'AGI (1977).

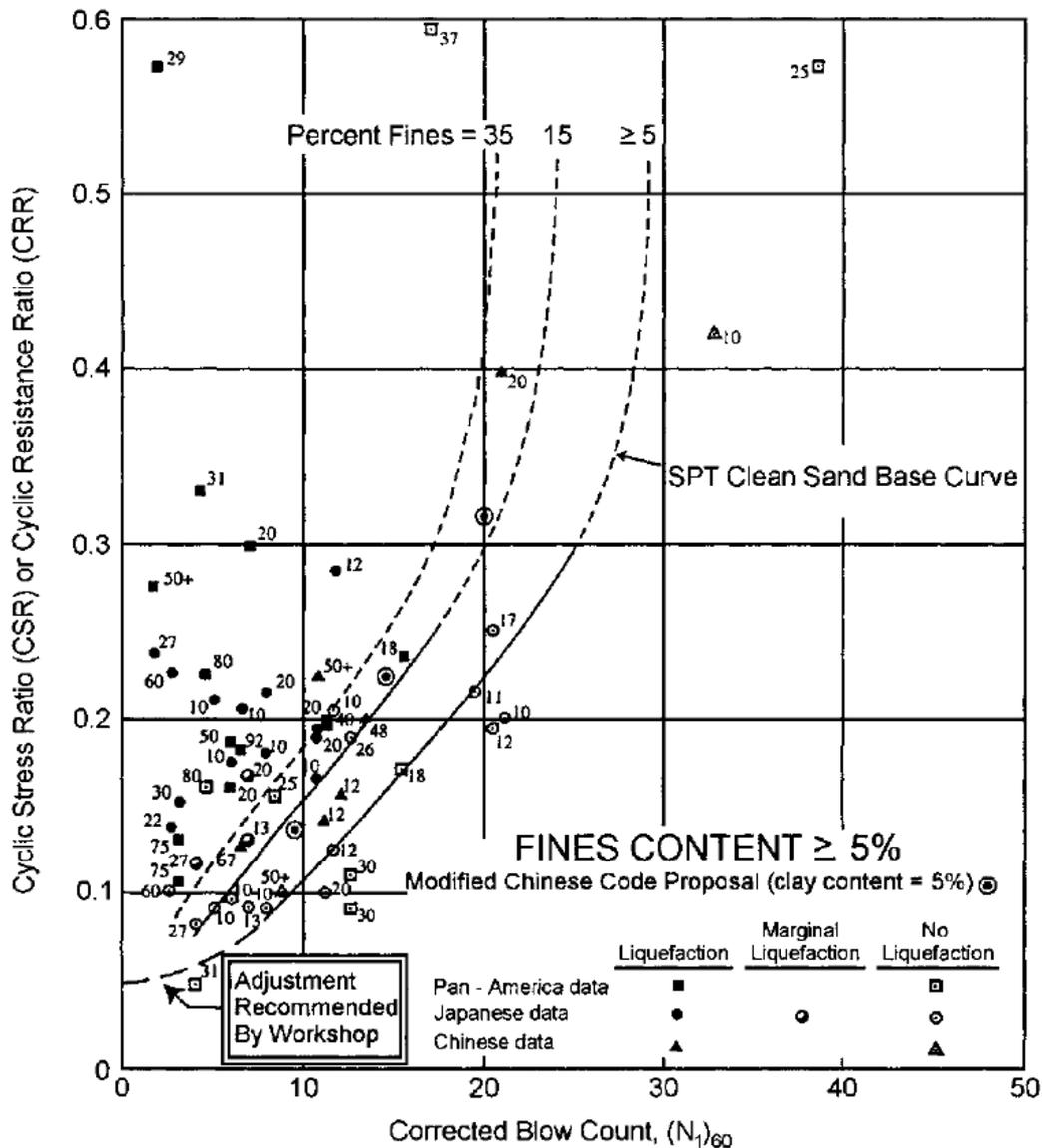


Figura 5.3 Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e $N_{1(60)}$ – sisma di riferimento Magnitudo = 7.5 (Seed et al., 1985)

Nella stessa Figura 5.3 sono riportati i valori di CSR calcolati ed i corrispondenti valori di $N_{1(60)}$ misurati nei siti in cui sono stati osservati o meno gli effetti della liquefazione per eventi sismici avvenuti in passato e caratterizzati da valori di Magnitudo $M = 7.5$. Le corrispondenti curve CRR sono state determinate all'interno del grafico in modo da separare chiaramente i dati corrispondenti all'avvenuta liquefazione da quelli per i quali non è stato osservato il fenomeno in esame.

Poiché le curve sono ottenute a partire da eventi sismici con $M=7.5$, è necessario introdurre un fattore di scala (MSF) per adattarle alla magnitudo di riferimento per il caso in esame (che sarà più avanti definita). Infatti, CSR è funzione del numero di cicli significativi dell'azione sismica. La relazione funzionale che lega MSF alle altre grandezze è:

Mandataria

TECH PROJECT
ingegneria integrata



Mandanti

SGI STUDIO GEOTECNICO ITALIANO
Ingegneria geotecnica - Ingegneria sismica - Ingegneria geologica

ambiente
ingegneria ambientale e laboratori

$$MSF = \frac{CSR_M}{(CSR)_{M=7.5}} = \left(\frac{N_{M=7.5}}{N_M} \right)^b$$

dove CSR_M e N_M rappresentano i valori di CSR e numero di cicli equivalenti per il valore di magnitudo di progetto, mentre (CSR)_{M=7.5} e N_{M=7.5} sono riferiti all'evento con M=7.5. Per valutare MSF, nella presente si adotterà la formulazione proposta in Youd et al. (2001):

$$MSF = 10^{2.24/M_w - 2.56}$$

Si può osservare inoltre dalla Figura 5.3 che curve diverse sono state ricavate per terreni aventi diverso contenuto di fini, a partire dalla curva di riferimento corrispondente alla sabbia pulita (FC < 5%).

La curva di riferimento per sabbie pulite è descritta dalla seguente equazione (Rauch, 1998, come riportato da Youd et al., 2001):

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

L'equazione è valida per (N₁)₆₀ < 30. Nel caso in cui sia (N₁)₆₀ ≥ 30, le sabbie pulite sono classificate come non liquefacibili, a causa della loro elevata densità.

L'equazione che segue (Idriss e Seed, come riportato da Youd et al. 2001) viene utilizzata per la correzione di valori di (N₁)₆₀ ai valori corrispondenti per sabbia pulita (N₁)_{60cs}:

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60}$$

in cui:

α = 0	per FC < 5%
α = exp[1.76 - (190/FC ²)]	per 5% < FC < 35%
α = 5	per FC ≥ 35%
β = 1	per FC < 5%
β = [0.99 + (FC ^{1.5} /1000)]	per 5% < FC < 35%
β = 1.2	per FC ≥ 35%

Infine, occorre considerare che la resistenza alla liquefazione aumenta meno che proporzionalmente al crescere della tensione di confinamento. Un coefficiente che tenga conto di questo fenomeno è stato proposto da Hynes e Olsen (1999) sulla base dei risultati di prove cicliche in laboratorio ed è riportato in Youd et al. (2001); la sua espressione è:

$$k_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{(f-1)} \leq 1$$

dove:

σ'_{v0} = tensione verticale efficace;

p_a = pressione atmosferica di riferimento;

f = fattore che dipende dalla densità relative del materiale in sito.

In accordo a Youd et al. (2001) il fattore "f" si può stimare come segue, sia per sabbie pulite o limose e per ghiaie:

40% < DR < 60%	f = 0.7 ÷ 0.8
60% < DR < 80%	f = 0.6 ÷ 0.7

Mandataria

Mandanti

Nei calcoli più avanti esposti si assumerà $f=0.7$.

5.4 Possibile rilevanza del fenomeno lungo il tracciato in progetto

Come già accennato nella Relazione geotecnica, in sede di formazione degli strumenti urbanistici i comuni valutano la pericolosità sismica dei centri urbani (possibilità che durante l'evento sismico si verifichino effetti locali o di sito) prendendo in considerazione una serie di fattori legati alla situazione geologica e geomorfologica, alla presenza di faglie e/o strutture tettoniche e alle caratteristiche geotecniche dei terreni (allegato d.p.g.r. 25 ottobre 2011, n. 53/R).

Basandosi su tale valutazione, i comuni operano una mappatura del territorio distinguendo 4 classi di pericolosità, dalla più bassa (S.1) alla più alta (S.4). Le classi S.1 ed S.2 non includono fra i fattori di pericolosità la liquefazione, mentre nelle classi S.4 (per i comuni classificati in zona sismica 2) ed S.3 (per tutti gli altri comuni) tale fenomeno può rientrare tra i fattori di pericolosità da prendere in considerazione.

Sulla base della mappatura ricavata dai piani strutturali dei singoli comuni, ricadono in classe S.3 le porzioni di tracciato all'incirca comprese tra le progressive 36+400 e 38+000, in comune di Capannori, e brevi tratti distribuiti tra le progressive 25+500 e 31+700, nei comuni di Montecarlo e di Altopascio. Vale la pena evidenziare che l'appartenenza di un'area alla classe S.3 non implica che i terreni siano effettivamente suscettibili di liquefazione, in quanto l'attribuzione a tale classe potrebbe essere dettata da altri fattori (ad es. alto contrasto di impedenza sismica tra copertura e substrato rigido).

La verifica a liquefazione viene quindi eseguita in corrispondenza dei sondaggi effettuati fra le progressive sopra citate, ossia in corrispondenza della stazione di Altopascio e nel Comune di Capannori, alla progressiva 37+750.

5.5 Valutazioni di stabilità a liquefazione

Le valutazioni di stabilità a liquefazione del sito di progetto sono state effettuate, come si è detto, mediante l'applicazione di metodi empirici basati sui risultati delle prove penetrometriche dinamiche (SPT), essendo nota la impossibilità di prelevare campioni indisturbati nei materiali granulari suscettibili alla liquefazione con tecniche di campionamento tradizionali.

I dati SPT sono stati elaborati mediante la procedura descritta al par. 5.3.1 e i risultati sono riportati in Allegato 3. Le verifiche sono state condotte trascurando in favore di sicurezza l'altezza del rilevato presente, da cui dipende lo stato tensionale esistente.

5.5.1 Dati di pericolosità sismica e magnitudo

La determinazione del potenziale di liquefazione è stata condotta per il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente a quello dello stato limite ultimo di verifica (SLV) utilizzando i valori di pericolosità sismica al sito riportati in **Tabella 4.3**.

Il valore di magnitudo da considerare nel progetto è stimato sulla base dei dati di disaggregazione della pericolosità sismica che è possibile ottenere dal sito internet dell'INGV (www.mi.ingv.it) (Lai et al., 2009). L'analisi permette di ricavare le coppie magnitudo e distanze del terremoto che contribuiscono maggiormente alla sismicità del sito.

Mandataria

TECH PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti



L'analisi di disaggregazione riferita ai nodi prossimi al tracciato nella zona tra Altopascio e Capannori indicano che la magnitudo del terremoto che caratterizza la sismicità dell'area è compresa tra 4.83 e 4.92.

Si assumerà per la verifica $M_w=4.92$.

5.5.2 Livello di falda

La verifica a liquefazione è stata condotta considerando, in corrispondenza delle verticali di indagine, una profondità di falda cautelativa sulla base dei dati disponibili.

5.5.3 Sezioni di calcolo ed elaborazioni

Come già discusso, sulla base delle valutazioni condotte a livello comunale, l'occorrenza della liquefazione dinamica (provocata dai carichi ciclici indotti dal terremoto) potrebbe interessare alcune porzioni del tracciato nella tratta da Altopascio a Capannori. Si precisa che, sia in ragione dell'intensità del terremoto dominante, sia delle caratteristiche stratigrafiche, granulometriche e di addensamento dei materiali che si incontrano, si ritiene improbabile che la liquefazione dinamica possa effettivamente rappresentare un problema. Sono comunque state effettuate due verifiche, in corrispondenza di sondaggi effettuati nei due comuni citati.

Nel caso di Altopascio, si è fatto riferimento al sondaggio S5 eseguito nel 2002 (ubicato circa in corrispondenza della progressiva 29+800), potendo disporre sia dei risultati delle prove SPT sia delle analisi granulometriche corrispondenti.

Nel caso di Capannori, si è fatto riferimento al sondaggio eseguito nel corso della campagna prevista nel progetto preliminare (S6-2017), ubicato circa in corrispondenza della progressiva 37+750. In questo caso, invece, in via semplificativa, è stato ipotizzato un valore di contenuto di fini ritenuto rappresentativo, pari al 5% per i materiali descritti come sabbioso/ghiaiosi, al 35% per i terreni descritti come sabbiosi e limosi e al 75% per i terreni descritti come limosi/argillosi.

In Allegato 3 sono riportati i risultati delle elaborazioni nelle due sezioni. Come descritto al par. 5.3.1, il valore N_{SPT} viene prima corretto al valore $(N_1)_{60}$ e poi ricondotto al valore equivalente per sabbie pulite $(N_1)_{60CS}$. Nel caso in cui $(N_1)_{60CS}$ è maggiore di 30, il terreno è troppo addensato per essere soggetto a liquefazione e viene classificato come non-liquefacibile.

In Allegato 3 è anche riportato il valore del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione, che, in base a quanto detto al par. 5.3.1, si ottiene dall'espressione:

$$FSL = (CRR_{7.5}/CSR) MSF k_{\sigma}$$

Come si evince, laddove teoricamente possibile la liquefazione, il fattore di sicurezza è sufficientemente elevato e ben al di sopra di 1.25, che è il valore convenzionale al di sotto del quale, in accordo all'Eurocodice (UNI EN 1998-5), un terreno è da considerare suscettibile di liquefazione (si veda in proposito Lai et al., 2009).

ALLEGATO 1

PROFILI DI V_s RICAVATI DALLE INDAGINI LUNGO IL TRACCIATO

Mandataria

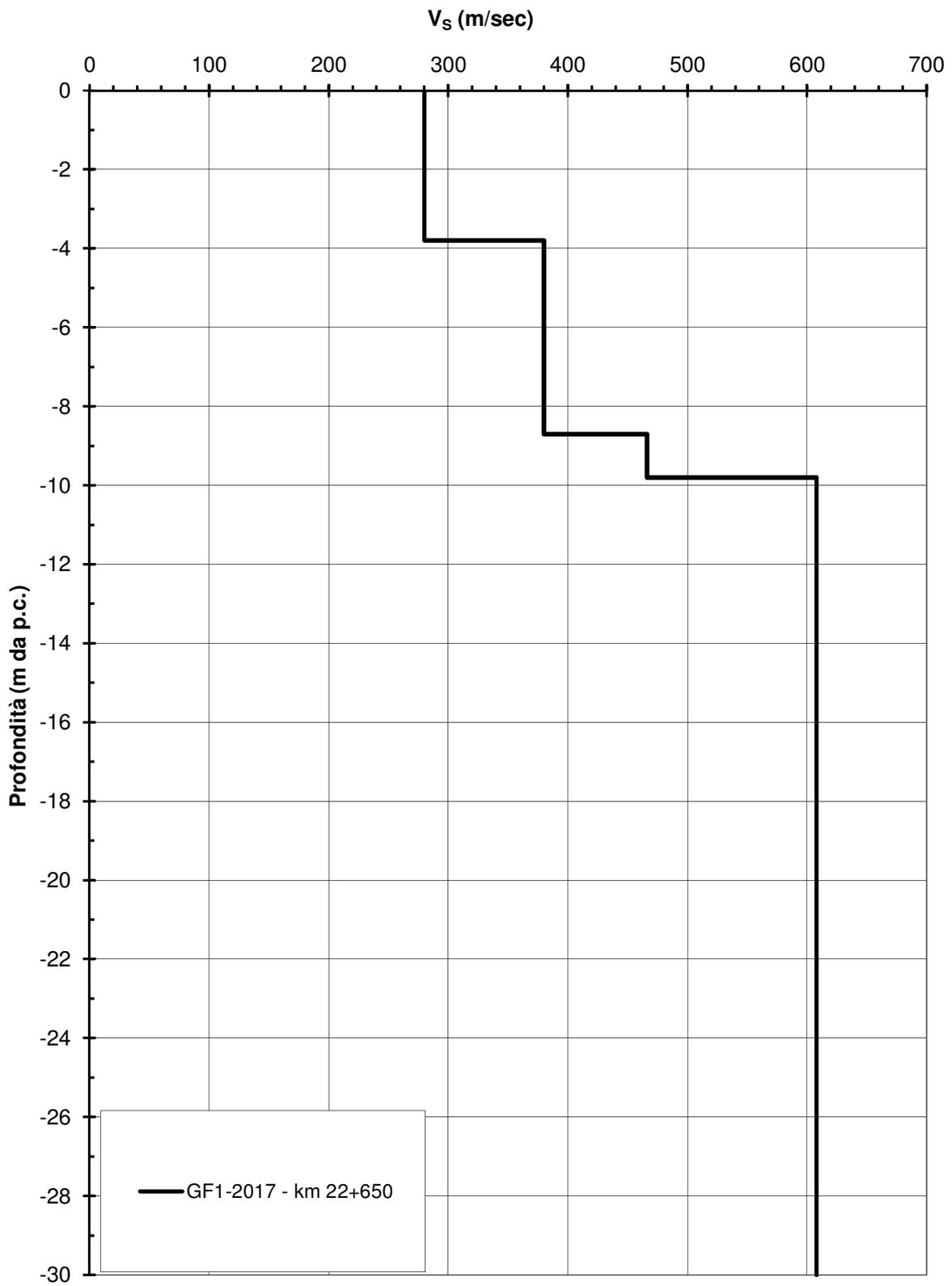
TECH | PROJECT
ingegneria integrata ©



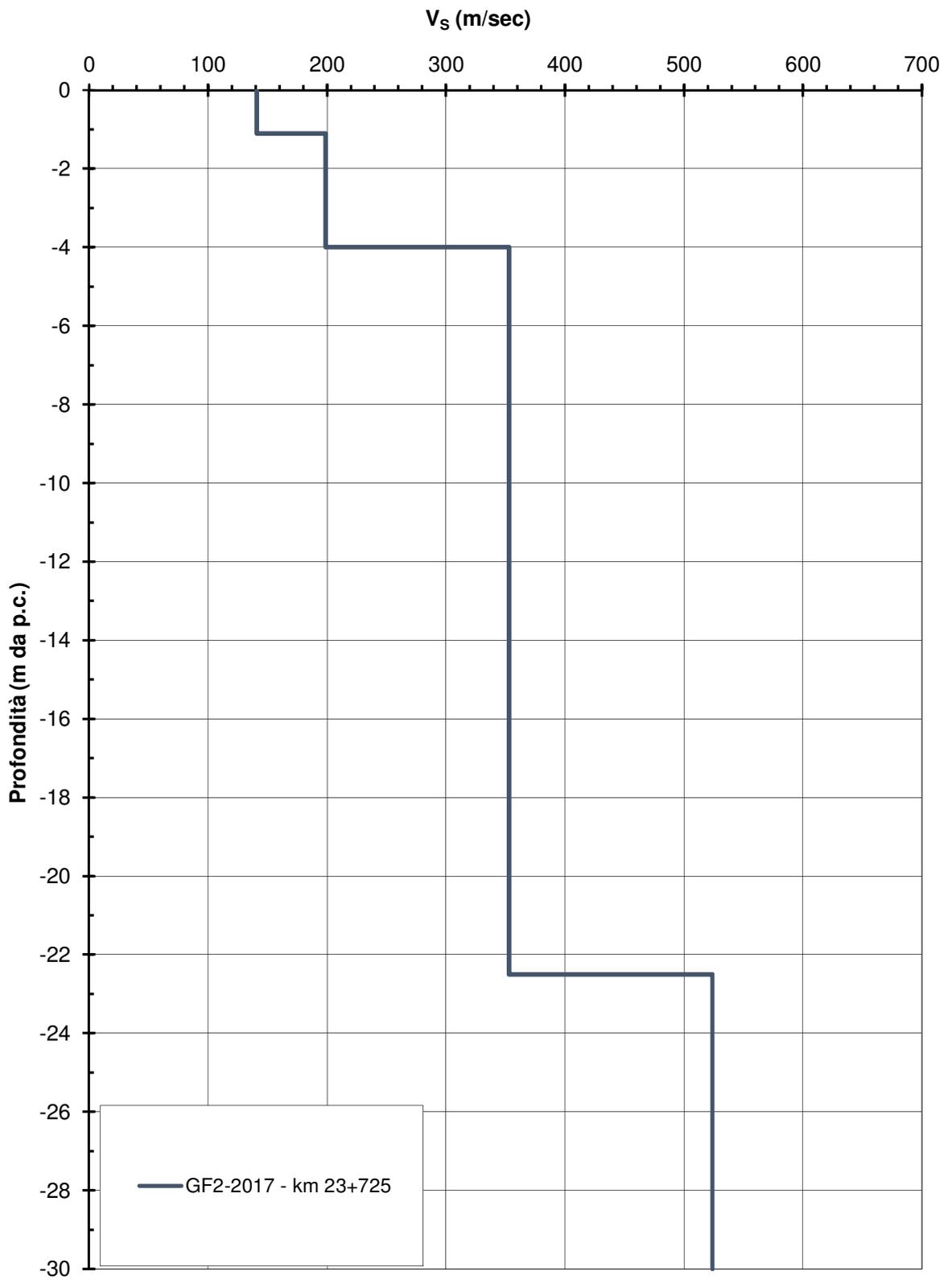
Mandanti



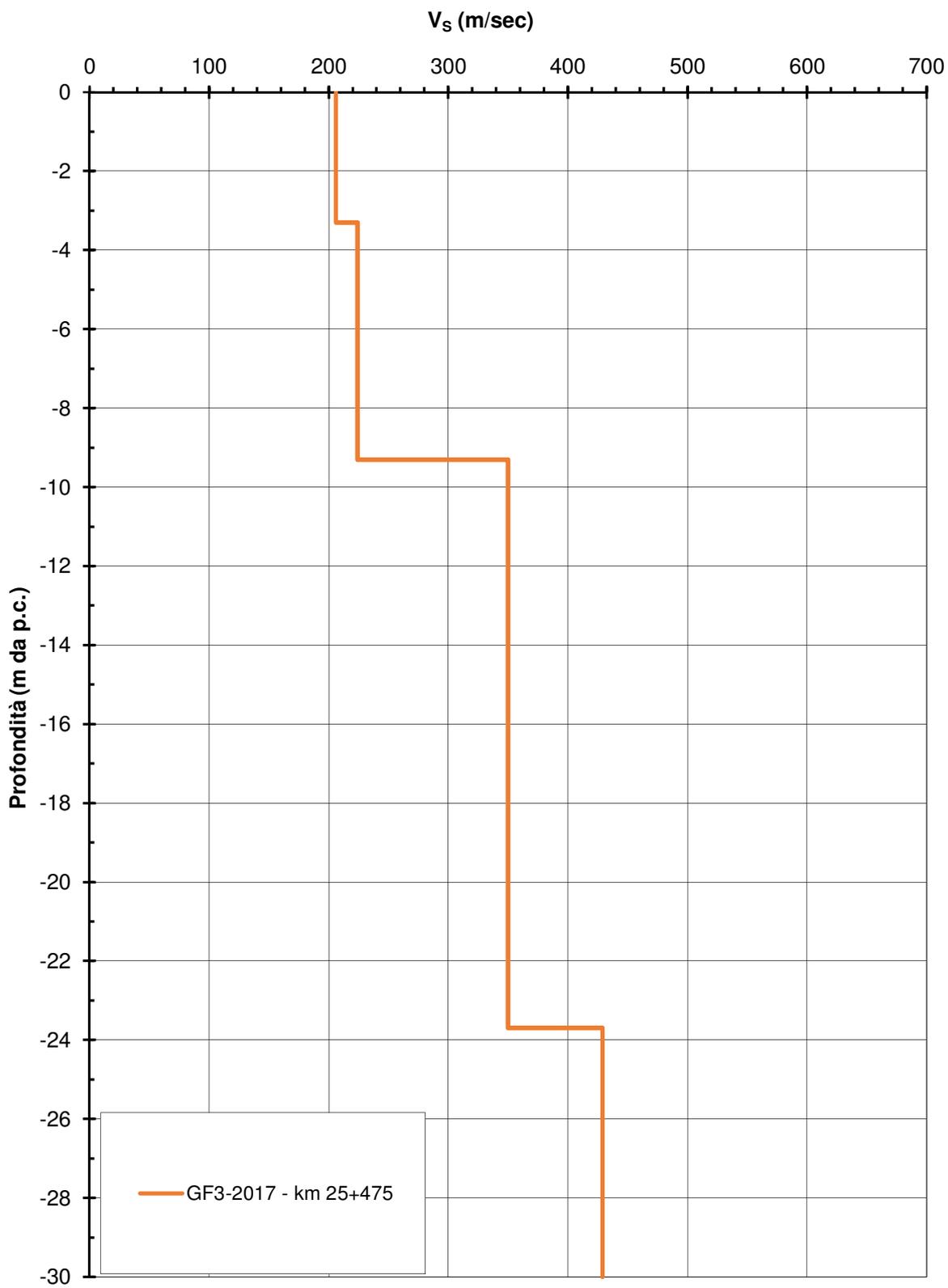
MASW 1



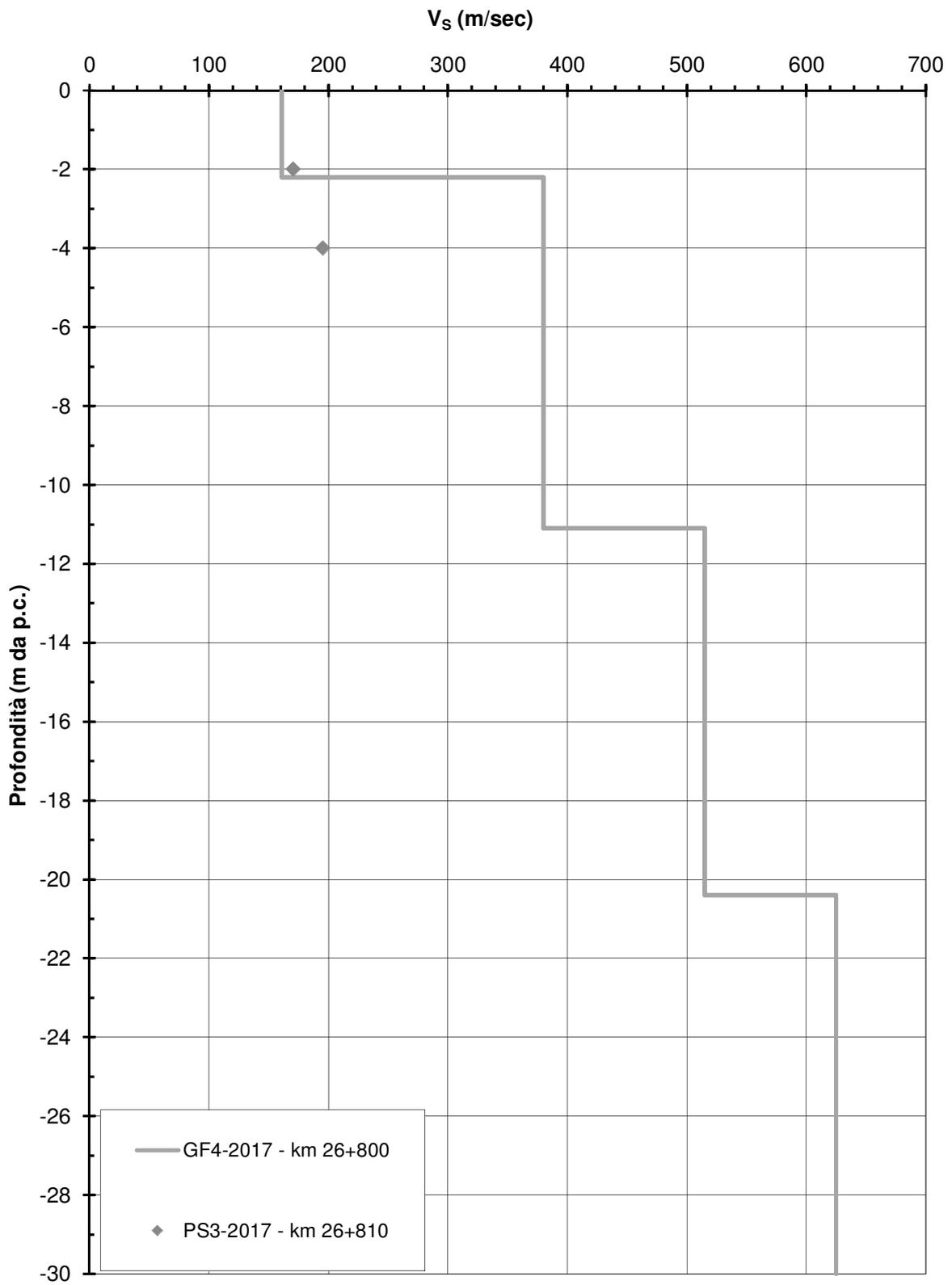
MASW 2



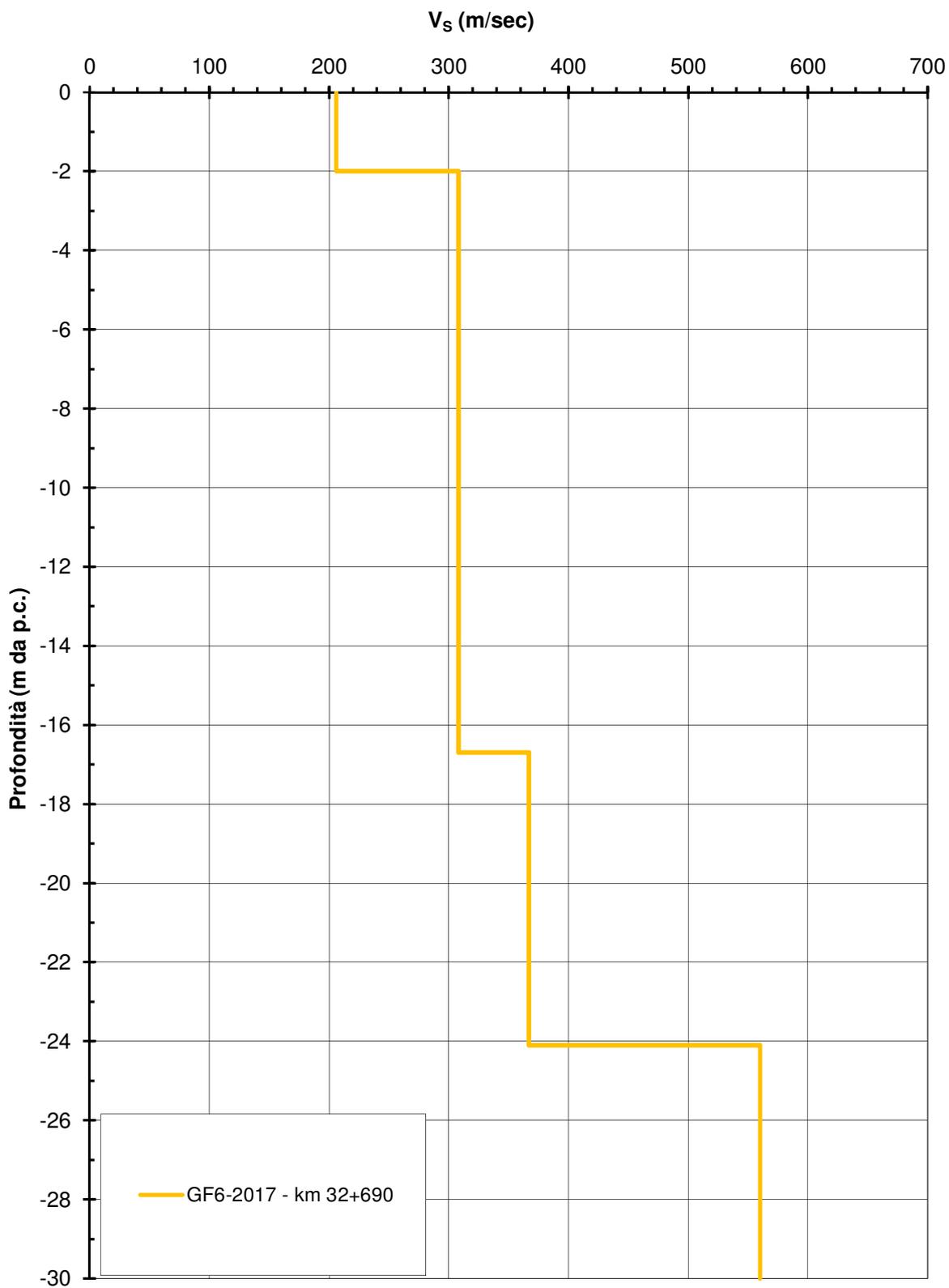
MASW 3



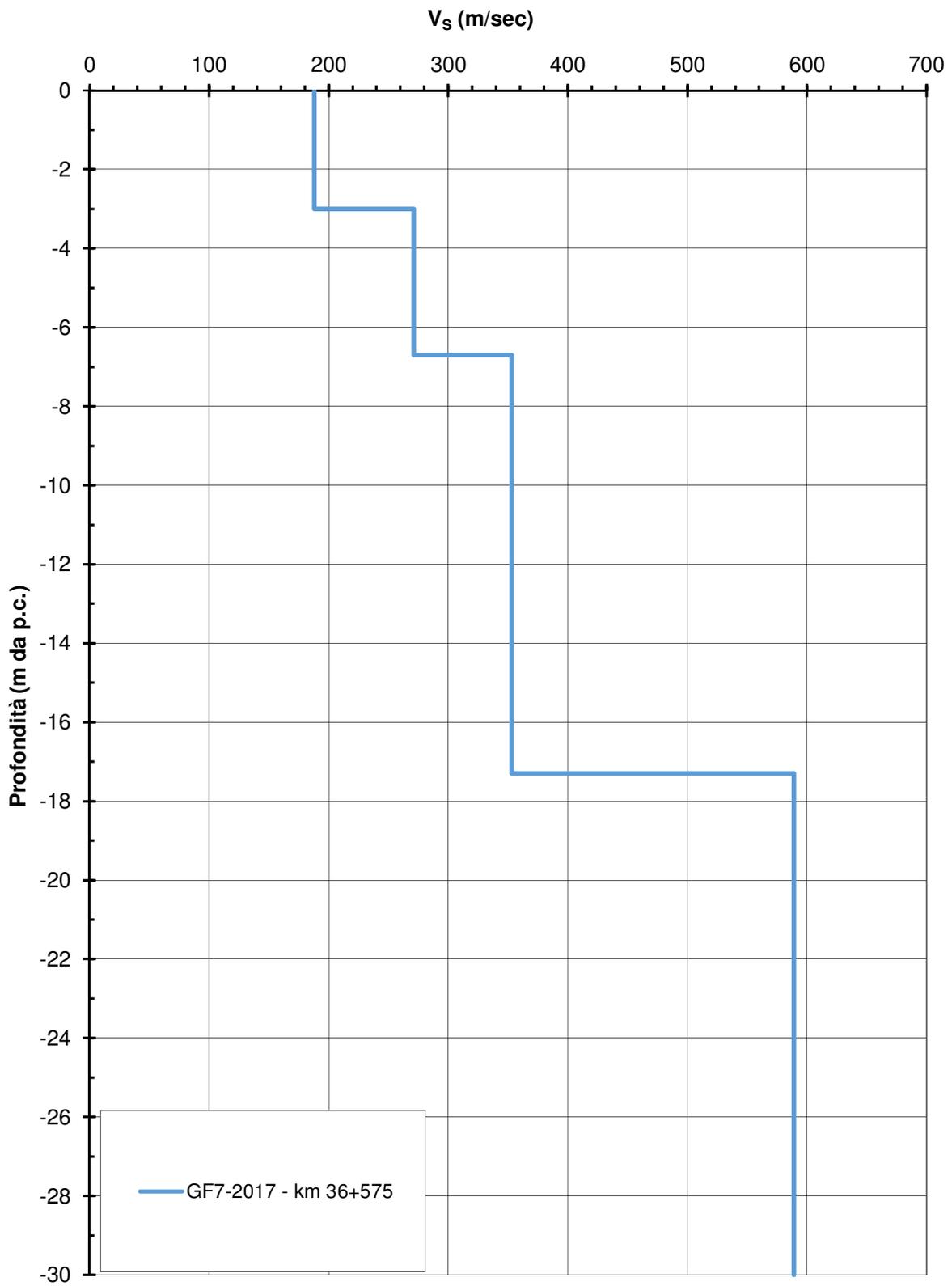
MASW 4



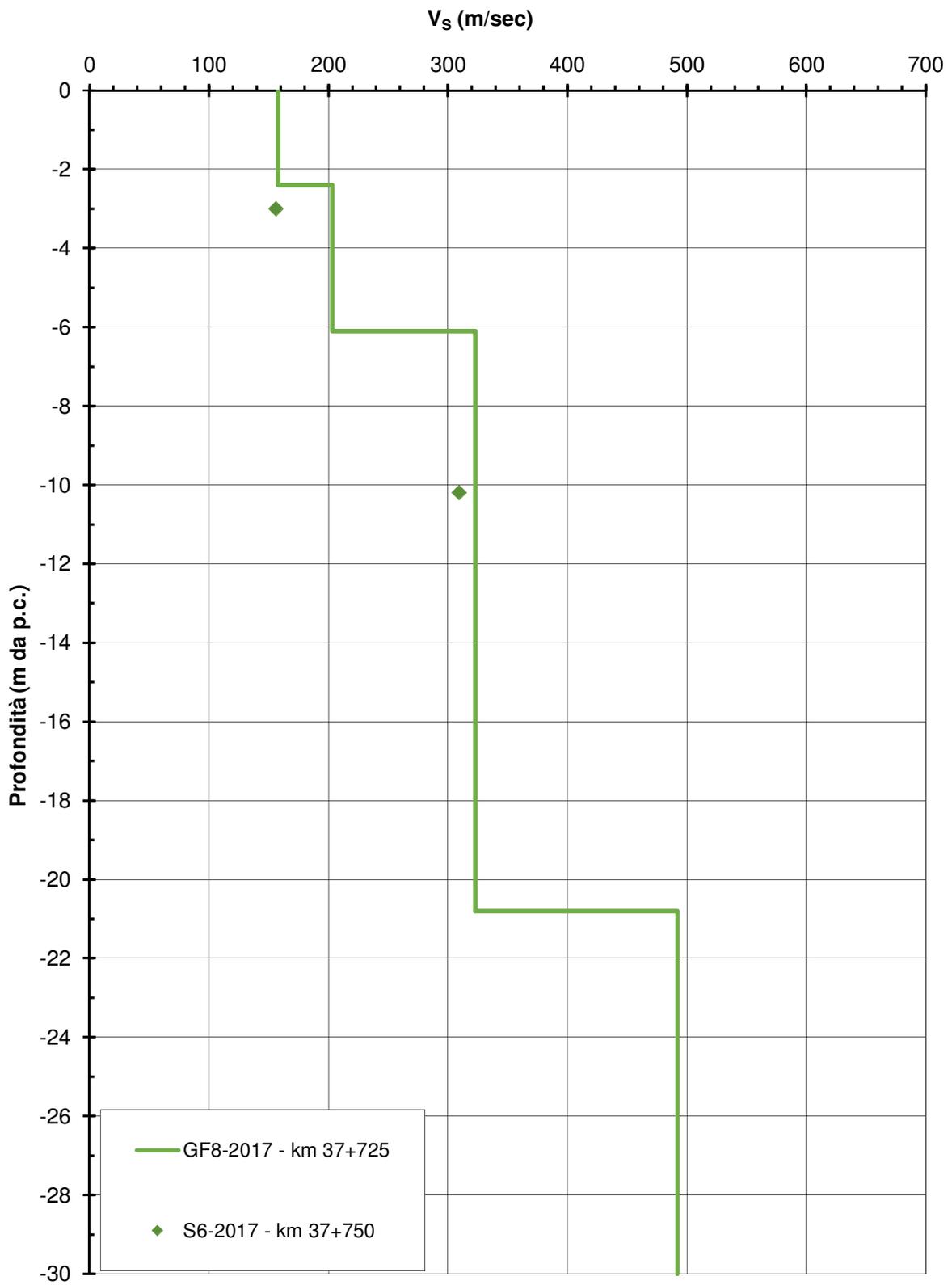
MASW 6



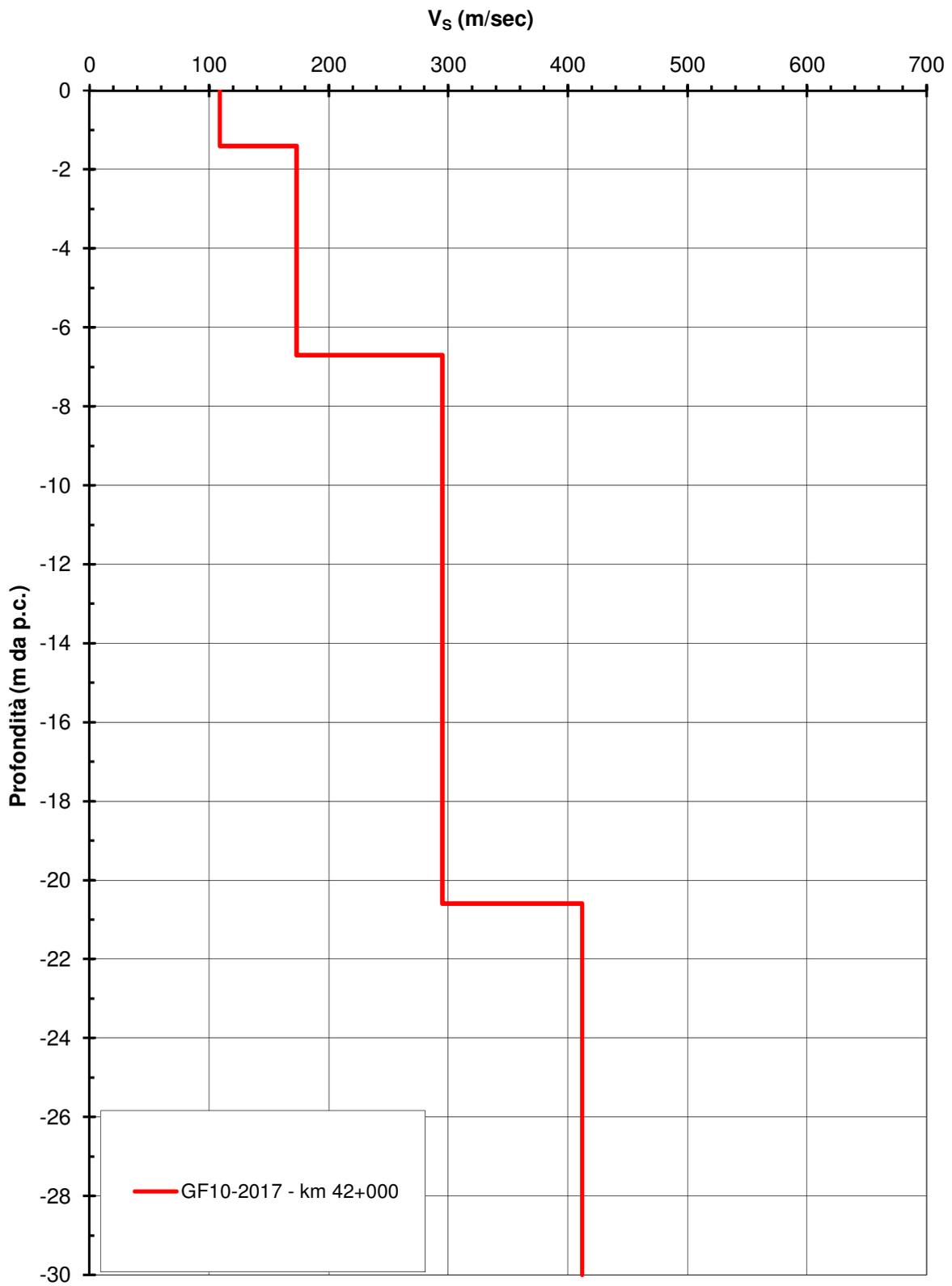
MASW 7



MASW 8



MASW 10



ALLEGATO 2

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO RICAVATA DALLE INDAGINI MEDIANTE PROVE MASW LUNGO IL TRACCIATO

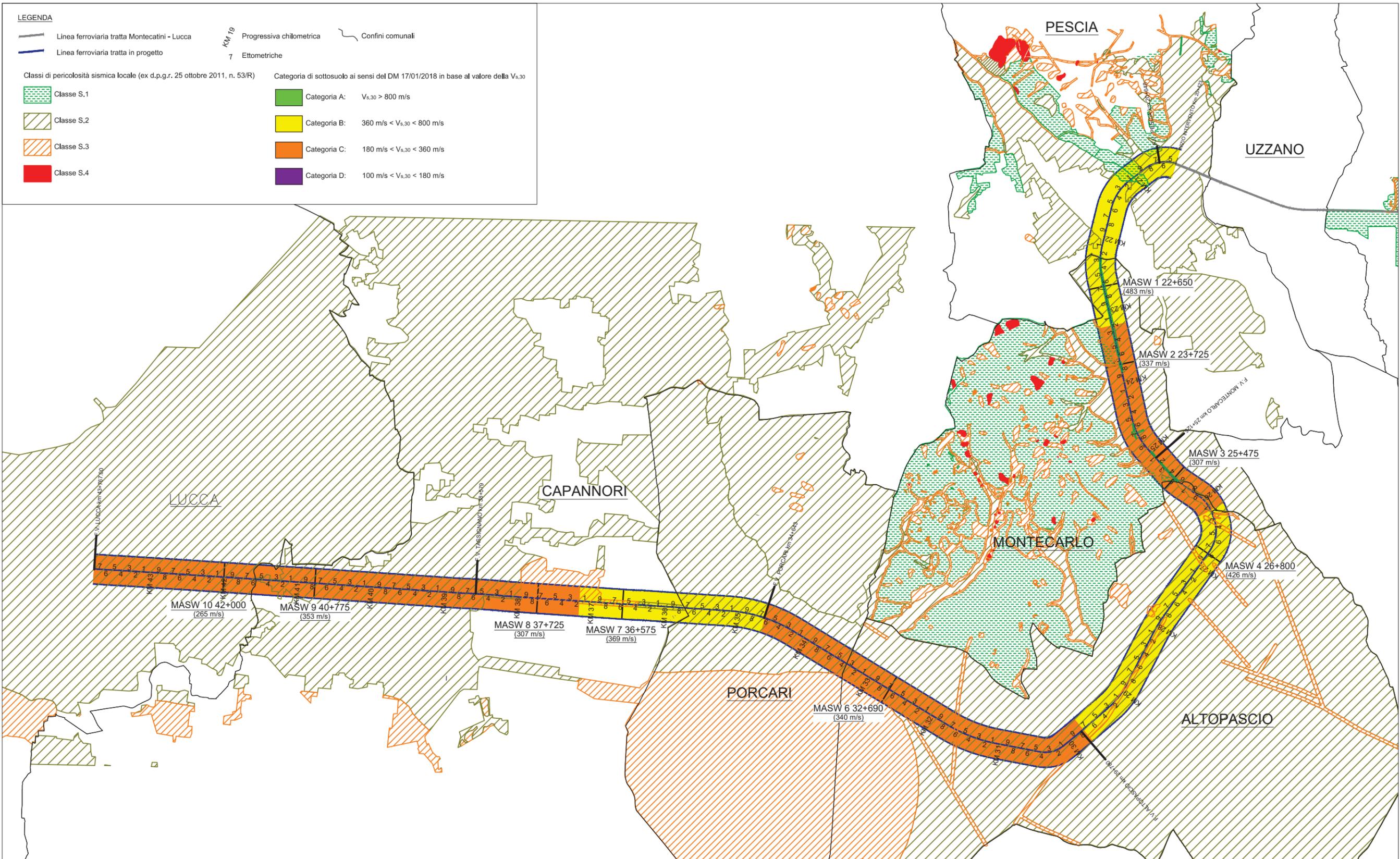
Mandataria

TECH | PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti





DESCRIZIONE DELLE CLASSI DI PERICOLOSITA' SISMICA (d.p.g.r. 25 ottobre 2011, n. 53/R)

<p> Classe S.1 Pericolosità sismica locale bassa</p> <p>Zone stabili caratterizzate dalla presenza di litotipi assimilabili al substrato rigido in affioramento con morfologia pianeggiante o poco inclinata e dove non si ritengono probabili fenomeni di amplificazione o instabilità indotta dalla sollecitazione sismica</p> <p>Ricadono in classe di pericolosità S.1 le aree collinari di Montecatini Terme (Macigno affiorante o subaffiorante), le aree collinari di Montecatini (substrato formato da conglomerati villafranchiani), le aree di conoide recenti/villafranchiane di Buggiano e Pescia, le aree con depositi alluvionali recenti e attuali di Montecatini Terme</p>	<p> Classe S.2 Pericolosità sismica locale media</p> <p>Zone suscettibili di instabilità di versante inattiva e che pertanto potrebbero subire una riattivazione dovuta a effetti dinamici quali possono verificarsi in occasione di eventi sismici; zone stabili suscettibili di amplificazioni locali (che non rientrano tra quelli previsti per la classe di pericolosità sismica S.3)</p> <p>Ricadono in classe di pericolosità S.2 le aree di conoide villafranchiane e recenti di Montecatini Terme, i depositi alluvionali attuali a Buggiano, Pescia e Montecatini, alcune zone in deposito di versante a Pescia e i depositi alluvionali villafranchiani e recenti a Porcari, Lucca, Capannori</p>	<p> Classe S.3 Pericolosità sismica locale elevata</p> <p>Zone suscettibili di instabilità di versante quiescente che pertanto potrebbero subire una riattivazione dovuta ad effetti dinamici quali possono verificarsi in occasione di eventi sismici; zone con terreni di fondazione particolarmente scadenti che possono dar luogo a cedimenti diffusi; terreni suscettibili di liquefazione dinamica (per tutti i comuni tranne quelli classificati in zona sismica 2); zone di contatto tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche significativamente diverse; aree interessate da deformazioni legate alla presenza di faglie attive e faglie capaci; zone stabili suscettibili di amplificazioni locali caratterizzati da un alto contrasto di impedenza sismica atteso tra copertura e substrato rigido entro alcune decine di metri</p> <p>Ricadono in classe di pericolosità S.3 le zone di raccordo tra versante e fondovalle a Montecatini Terme, Pescia, Buggiano Montecatini; depositi di versante a Montecatini Terme, Buggiano, Pescia, Altopascio e Porcari; sistemi di fratture a Pescia e Altopascio; depositi alluvionali a Buggiano, Porcari, Capannori, Lucca</p>	<p> Classe S.4 Pericolosità sismica locale molto elevata</p> <p>Zone suscettibili di instabilità di versante attiva che pertanto potrebbero subire una accentuazione dovuta ad effetti dinamici quali possono verificarsi in occasione di eventi sismici; terreni suscettibili di liquefazione dinamica in comuni classificati in zona sismica 2</p> <p>Ricadono in classe di pericolosità S.4 alcune zone in frana sparse tra i comuni di Montecatini Terme, Pescia e Montecatini</p>
---	--	--	---

ALLEGATO 3

RISULTATI DELLE VERIFICHE A LIQUEFAZIONE

Mandataria

TECH | PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti



ALTOPASCIO - progr. 29+800

γ_t 20 kN/m³

v 0,25 -

Falda 2,00 m da p.c.

a_{max} **0,262**

M 4,92 Magitudo attesa

MSF **2,94** Fattore correttivo su magnitudo

f 0,7 Fattore dipendente dalla densità (0.6<f<0.8)

prof	tipo terreno	σ_v	u	σ'_v	N_{SPT}	$(N_1)_{60}$	FC	α	β	$(N_1)_{60CS}$	LIQ?	r_d	k_σ	CSR	CRR	FSL
m	-	kPa	kPa	kPa	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6,30	Gr	126,00	42,18	84	11	12	37,7	5	1,2	19,3	SI	0,96	1,05	0,245	0,207	2,61
7,80	Gh	156,00	56,90	99	38	38	39,3	5	1,2	50,4	NO	0,94	1,00	0,252	0,307	NON LIQUEF.
9,30	F	186,00	71,61	114	34	31	34,1	5	1,2	42,4	NO	0,92	0,95	0,254	0,190	NON LIQUEF.

CAPANNORI - progr. 37+750

γ_t 20 kN/m³

v 0,25 -

Falda 1,00 m da p.c.

a_{max} **0,263**

M 4,92 Magitudo attesa

MSF **2,94** Fattore correttivo su magnitudo

f 0,7 Fattore dipendente dalla densità (0.6<f<0.8)

prof	tipo terreno	σ_v	u	σ'_v	N_{SPT}	$(N_1)_{60}$	FC	α	β	$(N_1)_{60CS}$	LIQ?	r_d	k_σ	CSR	CRR	FSL
m	-	kPa	kPa	kPa	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,00	F	60,00	19,62	40	23	36	35,0	5	1,2	48,0	NO	0,98	1,31	0,249	0,280	NON LIQUEF.
4,50	F	90,00	34,34	56	11	15	75,0	5	1,2	22,5	SI	0,97	1,19	0,268	0,250	3,25
10,20	Gh	204,00	90,25	114	57	53	5,0	0	1,0	53,0	NO	0,90	0,96	0,276	0,335	NON LIQUEF.