



Autostrada Asti-Cuneo

TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)
LOTTO 6 RODDI-DIGA ENEL

STRALCIO a
TRA IL LOTTO II.7 E LA PK. 5+000

PROGETTO DEFINITIVO

STUDI E INDAGINI

Sismica
Relazione sismica

IMPRESA 	PROGETTISTA 	INTEGRATORE ATTIVITA' SPECIALISTICHE Dott. Ing. Salvatore Sguazzo Albo degli Ingegneri provincia di Salerno n. 5031 	COMMITTENTE Autostrada Asti-Cuneo S.p.A. Direzione e Coordinamento: S.A.L.T. p.A. (Gruppo ASTM) Via XX Settembre, 98/E 00187 Roma
--	--	--	---

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA	SCALA
A	05-2021	EMISSIONE	K. Hashemi	E.Faccioli	Ing. Sguazzo	Ing. Sguazzo	MAGGIO 2021	-
							N. Progr.	
							02.03.01	

CODIFICA	PROGETTO	LIV	DOCUMENTO	REV	WBS
	P017	D	SMC RH 001	A	A33126A000
					CUP
					G31B20001080005

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO DELLA COMMITTENTE

Il presente documento non potrà essere copiato, riprodotto o altrimenti pubblicato, in tutto od in parte, senza il consenso scritto dell' Autostrada ASTI - CUNEO S.p.A.. Ogni utilizzo non autorizzato sarà perseguito a norma di legge. This document may not be copied, reproduced or published, either in part or in its entirety, without the written permission of Autostrada Asti - Cuneo S.p.A.. Unauthorized use will be persecute by law.

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	3
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
2.1. DOCUMENTI PROGETTUALI.....	4
2.2. NORMATIVA	4
2.3. BIBLIOGRAFIA TECNICA.....	5
3. SISMICITÀ DELL'AREA	6
3.1. STRUTTURE TETTONICHE E AREE SIMOGENETICHE	6
3.2. OSSERVAZIONI MICROSISMICHE	9
3.3. CLASSIFICAZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO.....	9
4. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO	9
4.1. PREMessa.....	9
4.2. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA.....	10
4.3. STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO.....	11
4.4. ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO SU SUOLO RIGIDO.....	11
4.5. RISPOSTA SISMICA LOCALE	14
4.6. AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....	18
5. STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....	21
5.1. GENERALE.....	21
5.2. CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE.....	22
5.3. DATI DI PERICOLOSITÀ SISMICA E MAGNITUDO	23
5.4. METODO DI ANALISI	25
5.5. CRR DA CORRELAZIONE SU PROVE SPT	26
5.6. RISULTATI E CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	29
APPENDICE A: PROFILI DI VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO V_s	30
APPENDICE B: VERIFICA A LIQUEFAZIONE SU PROVE SPT	55

1. INTRODUZIONE

Il collegamento autostradale Asti - Cuneo, della lunghezza complessiva di circa 93 km, è composto dai seguenti Tronchi, tra di loro interconnessi da un tratto di circa 20 km dell'Autostrada A6 Torino – Savona:

- Tronco I: dall'Interconnessione di Massimini sull'Autostrada A6: Torino - Savona allo Svincolo di Cuneo (funzionalmente già in esercizio);
- Tronco II: dal Casello di Asti Est sull'Autostrada A21: Torino - Piacenza al Casello di Marene sull'Autostrada A6: Torino – Savona (da completare).

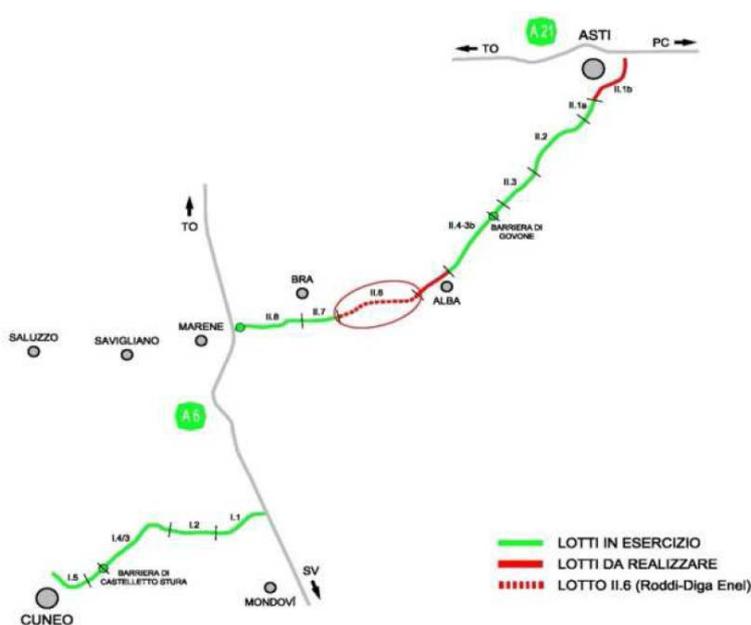


Figura 1-1 – Schematizzazione dei lotti

La realizzazione del Lotto II.6, comprensivo dell'adeguamento della Tangenziale di Alba a cui si raccorda, renderà funzionale l'intero Tronco II, costituendo un corridoio di collegamento tra il Casello di Asti Est dell'A21 ed il Casello di Marene dell'A6, avente in parte caratteristiche di tipo autostradale ed in parte costituito da una strada a scorrimento veloce a 2 corsie per ogni senso di marcia, senza intersezioni a raso. Detto lotto avrà estensione complessiva di circa 9,5 km, sviluppandosi in direzione ovest-est lungo la valle del Fiume Tanaro ed attraversando il territorio dei Comuni di Cherasco, La Morra, Verduno, Roddi ed Alba (CN).

Il progetto del Lotto II.6 (tratta Roddi-Diga Enel) predisposto a livello esecutivo nel 2015 prevedeva originariamente l'attraversamento della collina di Verduno tramite una galleria di 3,2 km di sviluppo. Nel recente periodo il Concedente ha chiesto di valutare soluzioni tecniche alternative che, senza incidere significativamente sulla funzionalità dell'opera, possano consentire il completamento dell'autostrada con costi più contenuti.

Per questo motivo è stata individuata una soluzione progettuale con tracciato completamente all'esterno che ripercorre sostanzialmente una soluzione già prevista dall'ANAS.

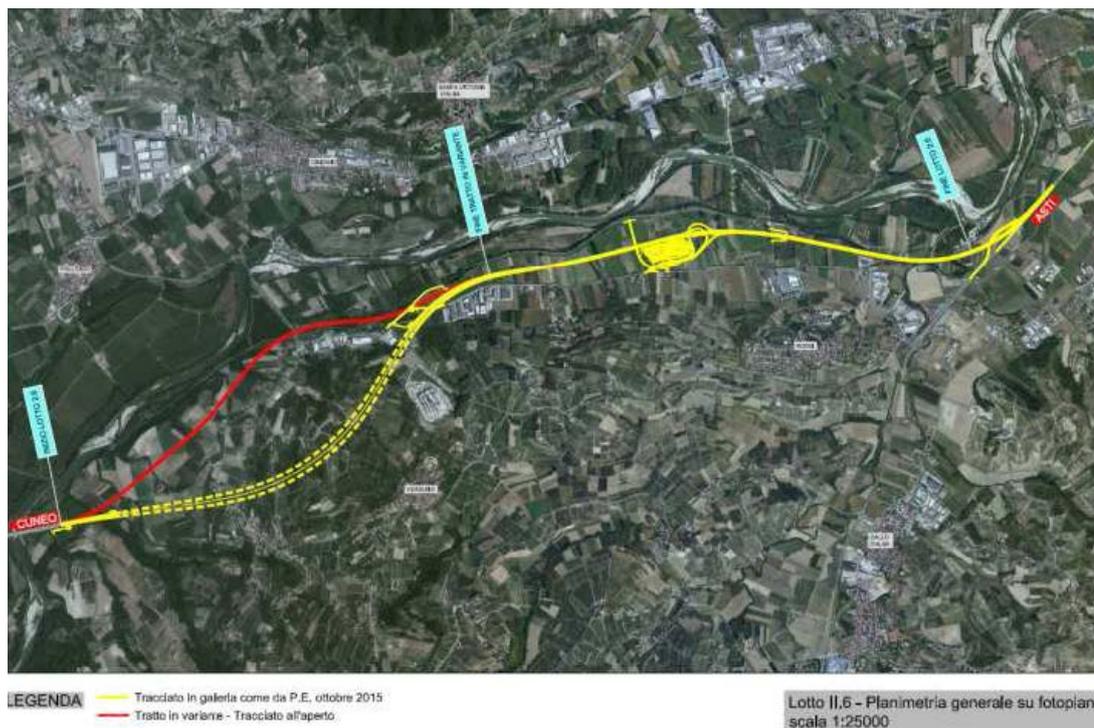


Figura 1-2 – Tracciato di variante

Il tracciato del Lotto 11.6 si sviluppa a partire dal ponte sul Tanaro, a suo tempo realizzato nell'ambito dei lavori del Lotto 11.7, e prevalentemente lungo la direttrice ovest-est, collegandosi ad Est con la Tangenziale di Alba, immediatamente oltre il previsto ponte sul Torrente Talloria, con un'estensione complessiva di circa 9.5 km.

Il tracciato in variante all'aperto si sviluppa inizialmente in direzione nord-est, attraversando in zona pedecollinare il Rio dei Deglia e il Rio San Giacomo, e proseguendo fino alla località "due lanterne" interessando i Comuni di Cherasco e La Morra; dopo il superamento in viadotto del canale Enel e della S.P.7, prosegue all'interno della regione pianeggiante "Piana dei Molino", posta nei Comuni di Verduno e di Roddi.

Superato il canale Enel, alla progressiva Km 5+000 circa, la parte di tracciato in variante (Lotto 11.6 a) si conclude, ed il collegamento prosegue lungo il tracciato già autorizzato ed individuato nel progetto esecutivo già sviluppato; superata la piana di Roddi, il tracciato piega in direzione sud-est per ricollegarsi, una volta superato il Torrente Talloria, con la Tangenziale di Alba (per la quale è previsto un adeguamento).

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1. DOCUMENTI PROGETTUALI

- [1] Relazione geologica ed idrogeologica, 04.09_GEO_RA_001_A.
- [2] Planimetria di tracciamento con ingombri della piattaforma ed allargamenti, 05.02_CAS_PT_001_A.
- [3] Relazione geotecnica, 04.10_GEO_RB_001_A.

2.2. NORMATIVA

- [4] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”, G.U. n.42 del 20.02.2018, Supplemento Ordinario n.8.
- [5] CEN [Comité Européen de Normalisation, 2003]. Eurocode 8: Design of Structures for earthquake resistance. Document EN 1998-1, Brussels.
- [6] D.G.R. 3 febbraio 2012, n. 7-3340: Modifiche e integrazioni alle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. n. 4-3084 del 12/12/2011.
- [7] D.G.R. 12 dicembre 2011, n. 4-3084: D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010. Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese.
- [8] D.G.R. 18 febbraio 2011, n. 8-1517: Modifica del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio piemontese come approvata con D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010 e ulteriori disposizioni pubblicato su Bollettino Ufficiale Regione Piemonte n. 8 del 24/02/2011.
- [9] D.G.R. 1° marzo 2010, n. 28-13422: Differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio piemontese approvata con D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010 e ulteriori disposizioni pubblicato su Bollettino Ufficiale Regione Piemonte n. 10 del 11/03/2010.
- [10] D.G.R. 19 gennaio 2010, n. 11-13058: Aggiornamento ed adeguamento dell’elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006) pubblicato su Bollettino Ufficiale Regione Piemonte n. 7 del 18/02/2010.
- [11] O.P.C.M. 3519 del 28/04/2006 (G.U. 11.5.2006 n.108). Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.
- [12] O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003 (Supplemento ordinario alla G.U. 8.5.2003 n.105). Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

2.3. BIBLIOGRAFIA TECNICA

- [13] Boudier F. (1978). Structure and petrology of the Lanzo peridotite massif (Piedmont Alps). Geol. Soc. Am. Bull., 89; pp. 1574-1591
- [14] Convenzione INGV-DPC 2004 – 2006, Progetto S1, Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall’Ordinanza PCM 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi, Coordinatore: Carlo Meletti (INGV). Sito web: <http://esse1.mi.ingv.it/>.
- [15] Debelmas J., Desmons J., Carraro F., Giraud P., Monjuvent G., Sacchi R. (1979). Note explicative de la feuille Annecy. Carte géologique de la France à 1/250’000, Serv. Géol. Nat., Min. Ind., Dép. arts graph., Marseille, France ; pp. 56.
- [16] Dikmen U. (2009). Statistical correlations of shear wave velocity and penetration resistance for soils. J. Geophys. Eng. 6, 61–72.
- [17] DISS Working Group (2018). Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.2.1: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas. <http://diss.rm.ingv.it/diss/>, Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia; doi: 10.6092/INGV.IT-DISS3.2.1.
- [18] Haller K. M.m and Basili R. (2011). Developing seismogenic source models based on geologic fault data. Seismol. Res. Lett., 82, 519-525.
- [19] Hasançebi N. and Ulusay R. (2007). Empirical correlations between shear wave velocity and penetration resistance. Bulletin of Engineering Geology and the Environment 66(2):203-213. doi: 10.1007/s10064-006-0063-0
- [20] 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.
- [21] Idriss 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.
- [22] Imai T. and Tonouchi K. (1982). Correlation of N-value with S-wave velocity and shear modulus. Proceedings of the 2nd European Symposium of Penetrating Testing, Amsterdam, pp. 57–72.
- [23] Liao S.C.C. and Whitman R.V. (1986). Overburden Correction Factors for SPT in sand. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 3, 373-377.
- [24] Locati M., Camassi R., Rovida A., Ercolani E., Bernardini F., Castelli V., Caracciolo C.H., Tertulliani A., Rossi A., Azzaro R., D'Amico S., Conte S., Rocchetti E. (2016). DBMI15, the 2015 version of the Italian Macroseismic Database. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi: <http://doi.org/10.6092/INGV.IT-DBMI15>.
- [25] Maheswari U., Boominathan A., Dodagoudar G.R. (2010). Use of surface waves in statistical correlations of shear wave velocity and penetration resistance of Chennai soils. Geotech. Geol. Eng. 28, 119–137.
- [26] Mattiolo E, Novarese V, Franchi S, Stella A. (1913). Geological sheet n67 “Pinerolo” of the Geological map of Italy at the scale 1:100.000. Torino: Serv. Geol. It.
- [27] Meletti C., Galadini F., Valensise G., Stucchi M., Basili R., Barba S., Vannucci G., Boschi E. (2008). A seismic source model for the seismic hazard assessment of the Italian territory. Tectonophysics, 450(1), 85-108. doi: 10.1016/j.tecto.2008.01.003.
- [28] Nicolas A. (1966). Le complexe Ophiolites–Schistes lustrés entre Dora Maira et Grand Paradis (Alpes piémontaises). Tectonique et métamorphisme. Etude pétrochimique des Roches vertes et de leurs minéraux entre Dora Maira et Gran Paradis (Alpes Piémontaises), Thèse, Fac. Sc. Nantes ; pp. 229.
- [29] Nicolas A., Bouchez J.L., Boudier F. (1972). Interprétation cinématique des déformations plastiques dans le lherzolite de Lanzo (Alpes Piémontaises) comparaison avec d'autres massifs. Tectonophysics, 14, 143-71.
- [30] Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli B., Gasperini P. (eds), 2016. CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi: <http://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPTI15>.
- [31] 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.
- [32] Seed H.B. and Idriss I.M. (1982). Ground motions and soil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.
- [33] Seed R.B., Tokimatsu K., Harder L.F., Chung L.M. (1985). The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111(12), pp.1425-1445.
- [34] Thaker T.P., Rao K.S. (2011). Development of statistical correlations between shear wave velocity and penetration resistance using MASW technique. 2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference: Toronto, Ontario, Canada.
- [35] Youd 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.

3. SISMICITÀ DELL'AREA

3.1. STRUTTURE TETTONICHE E AREE SISMOGENETICHE

Il territorio piemontese è circondato lungo i confini settentrionali, occidentali e meridionali dai rilievi montuosi del sistema alpino occidentale. La storia geologica del Piemonte è dominata dall'evoluzione

della catena alpina, ossia la catena collisionale il cui sviluppo può essere delineato durante l'era del Cretaceo in relazione ai movimenti relativi delle placche litosferiche dell'Eurasia e dell'Africa.

In particolare, all'interno dell'area di studio sono presenti due principali sistemi di zone di taglio regionali, rispettivamente ad andamento N-S e NW-SE. La zona di taglio orientata N-S definisce a scala regionale il contatto tra il Complesso Ultrabasico di Lanzo e le associazioni ofiolitiche dell'Unità bassa Val di Susa - Valli di Lanzo – M. Orsiera. Tale lineamento è in relazione con la Linea Viu-Locana, importante zona di deformazione che separa le unità austro-alpine da quelle pennidiche (Mattiolo et al., 1913; Nicolas, 1966; Boudier, 1978; Debelmas et al., 1979), e con il suo prolungamento meridionale (denominato Zona di Deformazione Col del Lis – Trana, ZLT) che si sviluppa all'interno delle unità pennidiche. Nicolas et al. (1972) hanno classificato la zona "Viu-Locana" come antica zona sismica, con inabissamento al di sotto della placca adriatica, ora non più attiva. Il secondo sistema, orientato circa NW-SE, è meno continuo del precedente ed è ben evidente lungo la cosiddetta Zona di Taglio di Val della Torre e lungo l'allineamento Germagnano-Vallo Torinese, entrambe strutture interne al Complesso Ultrabasico di Lanzo.

In termini di attività sismica (generalmente non recente), in Figura 3-1 viene illustrata la distribuzione degli epicentri dei terremoti storici e di quelli rilevati strumentalmente ed inclusi nel Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (Rovida et al., 2016). Gli epicentri sono sovrapposti alle zone sismogenetiche del modello ZS9 (Meletti et al., 2008), alla base dell'attuale mappa di pericolosità del territorio italiano di cui alle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018). Sono inoltre riportate le principali faglie attive individuali (ISS) e sistemi di faglie composite (CSS) tratti dal progetto DISS3 (Haller e Basili, 2011). Il modello sismogenetico racchiude pertanto informazioni sia di natura geologica, sia derivate dalla sismicità storica.

Gli epicentri dei terremoti si concentrano principalmente lungo due fasce, ovvero:

- l'arco sismico piemontese, che segue la direzione dell'arco alpino occidentale nella sua parte interna, in corrispondenza del massimo gradiente orizzontale della gravità, lungo il limite fra le unità pennidiche e la pianura padana;
- l'arco sismico brianzonese che segue l'allineamento dei massicci cristallini esterni, in corrispondenza del minimo gravimetrico delle Alpi occidentali francesi, lungo il Fronte Pennidico.

Le due fasce proseguono verso N fino al Vallese, area interessata da una diffusa sismicità, e convergono a sud nel Cuneese, con una maggiore dispersione verso la costa del Mar Ligure, interessando la zona ovest della Liguria. Una diffusa sismicità è inoltre presente lungo i rilievi a sud del Piemonte e in particolare nell'Appennino settentrionale.

Il tracciato di progetto ricade ad est delle ZS 908 e 909, le quali disegnano l'arco delle Alpi occidentali e che sono disposte secondo due fasce parallele all'asse della catena. Queste zone presentano una sismicità diffusa di intensità modesta.

A sud del sito di progetto troviamo la zona 910 in cui è avvenuto il terremoto distruttivo di Diano del 1887 (M_w 6.29 in CPT15). Dal punto di vista strutturale, essa è considerata (come il Vallese) l'area di svincolo che consente l'arretramento dell'arco alpino occidentale (Meletti et al., 2008). Questa zona è peraltro caratterizzata da una sismicità più elevata dei settori in arretramento.

Infine, a S-E si incontra la ZS911, la quale delimita l'estremità settentrionale dell'arco appenninico. Si ipotizza che le strutture di questa zona abbiano una funzione di "svincolo" cinematico del sistema in migrazione (Gruppo di Lavoro, 2004).

Le potenziali strutture di faglia più vicine all'area di progetto, riportate in Figura 3-2 dal database italiano delle zone sismogenetiche DISS3.2.1 (DISS Working Group 2018), sono costituite da sistemi di faglie composite (CSS). I sistemi di faglie più prossimi alla zona di progetto sono ITCS178 (Southern Piedmont), ITCS179 (Western Monferrato) e ITCS180 (Eastern Monferrato) con magnitudo caratteristica pari a 5.5 e ITCS023 (Western Piedmont) con magnitudo di 5.7. I cataloghi storici e strumentali mostrano pochi terremoti moderati che colpiscono l'Arco del Monferrato. Gli eventi maggiori si sono

verificati a sud-ovest di Torino ai piedi delle Alpi durante una sequenza sismica comprendente due terremoti aventi M_w 5.6 e M_w 5.3 il 2 e il 16 aprile 1808 (CPTI15, Rovida et al., 2016).

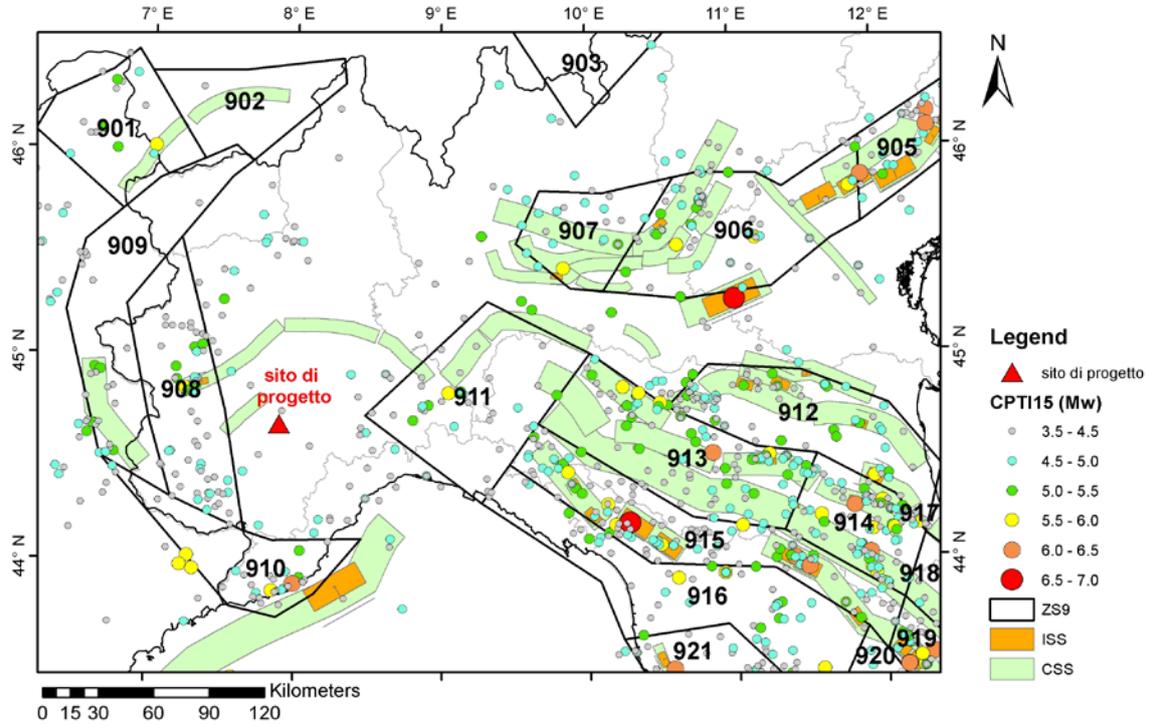


Figura 3-1 – Modello di zonazione sismogenetica per l’Italia nord-occidentale. Poligoni in nero: limiti delle zone sismogenetiche del modello ZS9 (Meletti et al., 2008). Simboli colorati: epicentri dei terremoti inclusi nel catalogo parametrico dei terremoti italiani (CPTI15). Rettangoli arancione: faglie attive individuali (ISS) del modello DISS3. Rettangoli verdi: i sistemi di faglie composite (CSS).

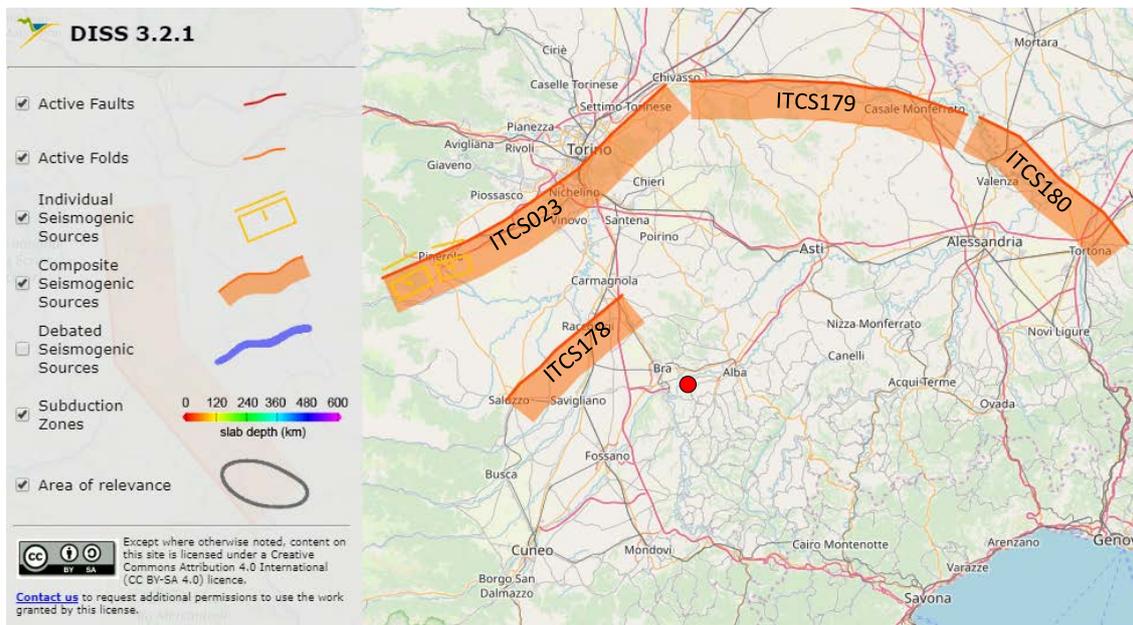


Figura 3-2 Sorgenti sismogenetiche individuali e composite dal “Database of Individual Seismogenic Sources” (DISS 3.2.1, DISS Working Group, 2018) rilevanti per l’area di progetto sede del tracciato (punto rosso).

3.2. OSSERVAZIONI MICROSISMICHE

Per completare il quadro della sismicità dell'area di progetto, un utile riferimento è costituito dal Database Macrosismico Italiano DBMI15 (Locati et al., 2016), il quale contiene tutte le informazioni riguardanti le intensità macrosismiche osservate a seguito dei terremoti accaduti fino al 2014.

In particolare, l'estratto di Figura 3-3 mostra la storia sismica associata ai comuni di Asti e Cuneo in termini di intensità macrosismica, scelti per la maggiore ricchezza del database e per la vicinanza al tracciato. Si osserva come la frequenza di eventi sismici in grado di produrre risentimenti al sito sia generalmente ridotta nell'intervallo di tempo di osservazione, con intensità sismiche massime avvertite nell'ordine di 6-7. L'evento più significativo con effetti nel cuneese è costituito dal terremoto del 1550 di Cuneo ($M_W = 4.86$). Ad Asti, l'intensità massima avvertita è durante il terremoto della Liguria occidentale del 1887 ($M_W = 6.27$). Da quanto sopra si evince come sia associabile all'area interessata dal tracciato di progetto una sismicità complessivamente bassa.

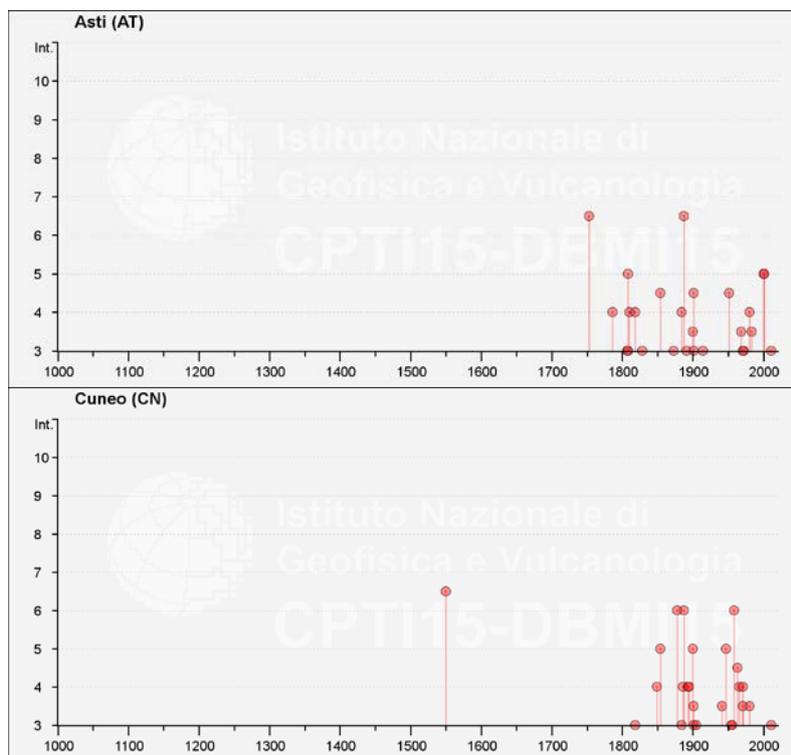


Figura 3-3 - Storia macrosismica del Comune di Asti (sopra) e Cuneo (sotto) dal catalogo DBMI 2015 (Locati et al., 2016).

3.3. CLASSIFICAZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

In accordo alla classificazione sismica vigente (i.e. individuazione delle zone sismiche su base comunale) di cui alla D.G.R. del 21 maggio 2014 n. 65-7656 i comuni attraversati dal tracciato di progetto si collocano in Zona 4 (DPCM n. 3274 del 8/5/2003 e n. 3519 del 28 aprile 2006).

4. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

4.1. PREMESSA

L'azione sismica di progetto è definita in accordo alle Norme Tecniche 2018 (NTC2018). In particolare, l'azione sismica che governa il rispetto dei diversi Stati Limite per le strutture in progetto (di esercizio –

SLE e Ultimi - SLU) deve essere definita a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Questa è a sua volta esprimibile in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su suolo rigido, con superficie topografica orizzontale. La definizione dell’azione sismica comprende le ordinate dello spettro di risposta elastico di accelerazione $S_e(T)$ rispondenti a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per la vita utile della struttura. La forma degli spettri di risposta di progetto è definita dai seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima per 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 viene dapprima stabilito il periodo di riferimento per l’azione sismica, in base alla classificazione delle opere in progetto (cfr. par. 4.2). Successivamente, nel par. 4.3 saranno definiti gli stati limite di interesse per la verifica strutturale, arrivando a definire i periodi di ritorno corrispondenti dell’azione sismica da considerare, determinata a sua volta nel par. 4.4 per condizioni di suolo rigido ed a livello del piano campagna in corrispondenza di alcuni punti di interesse.

La determinazione della categoria di suolo (e topografica) di riferimento ricavata dall’interpretazione delle indagini geotecniche di Progetto Definitivo, sarà oggetto del par. 4.5. In conclusione, sempre nel par. 4.5 verrà definita l’azione sismica di verifica per i diversi Stati Limite.

4.2. VITA NOMINALE, CLASSE D’USO, PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA

La Vita Nominale V_N di un’opera, intesa come il periodo temporale entro cui l’opera stessa può essere usata per lo scopo al quale è destinata, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, è così definita dalle NTC2018:

- $V_N \leq 10$ anni, per opere provvisorie e opere provvisionali.
- $V_N \geq 50$ anni, per opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.
- $V_N \geq 100$ anni, per grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di importanza strategica.

Nel caso in esame, trattandosi di opera infrastrutturale di elevata importanza, ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, è stato assunto in sede progettuale:

$$V_N = 100 \text{ anni}$$

Le opere sono suddivise dalle NTC2018 in classi d’uso, la cui appartenenza è stabilita sulla base dell’importanza dell’opera rispetto alle esigenze di operatività a valle di un evento sismico. In particolare, le classi d’uso sono così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. Per le quali si ha un coefficiente d’uso $C_U=0.7$.
- Classe II: ... omissis ... Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o Classe d’uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d’uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza ... omissis Per le quali $C_U = 1.0$.
- Classe III: ... omissis ... Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d’uso IV, e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza ... omissis ... Per le quali $C_U = 1.5$.
- Classe IV: ... omissis ... 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 ... omissis ... Per le quali $C_U = 2$.

Come indicato dai progettisti, l'infrastruttura in esame si classifica come appartenente alla Classe d'Uso IV, alla quale le NTC2018 fanno corrispondere un coefficiente d'uso:

$$C_U = 2.$$

L'azione sismica di verifica delle opere viene quindi associata ad un periodo di riferimento V_R ottenuto moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Nel caso in esame:

$$V_R = V_N \times C_U = 100 \times 2 = 200 \text{ anni.}$$

4.3. STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

L'azione sismica di progetto deve essere determinata in funzione degli Stati Limite di verifica ed alle corrispondenti probabilità P_{VR} di realizzarsi nel periodo di riferimento V_R .

Gli Stati Limite di riferimento per verifiche in presenza di sisma, così come definiti nelle NTC2018 al par. 3.2.1 sono:

- Stati Limite Ultimi (SLU):
 - Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, **SLV**, definito come lo stato limite in corrispondenza del quale la struttura subisce una significativa perdita della rigidezza 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**, 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):
 - Stato Limite di immediata Operatività **SLO** per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico.
 - Stato Limite di Danno **SLD** definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

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:

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

I valori di periodo di ritorno dell'azione sismica, per i diversi Stati Limite, risultano i seguenti:

- SLO – 120 anni
- SLD – 201 anni
- SLV – 1898 anni
- SLC – 2475 anni

4.4. ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO SU SUOLO RIGIDO

In allegato al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, i valori a_g (accelerazione orizzontale massima su sito rigido e superficie topografica orizzontale), F_o (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T_{c^*} (periodo di inizio del tratto a velocità

costante dello spettro in accelerazione orizzontale) sono forniti per ognuno dei 10751 nodi del reticolo di riferimento che copre il territorio nazionale. I valori corrispondenti a punti intermedi alla griglia si ottengono per interpolazione sui quattro punti adiacenti.

Per definire i valori della pericolosità sismica di base, sono stati inizialmente scelti n.7 punti e aree di riferimento (aventi le coordinate geografiche riportate in Tabella 4-1):

- N. 3 punti lungo il tracciato di progetto (inizio, punto intermedio e fine tracciato).
- N. 4 comuni attraversati dal tracciato (comune di Cherasco, La Morra, Verduno e Roddi).

In Tabella 4-2 si riporta l'identificativo dei nodi del reticolo di riferimento entro cui è compreso il punto di calcolo dell'azione sismica (elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v.1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009) per i 7 punti di interesse.

Il confronto fra i valori del parametro a_g calcolato ai diversi punti, per gli stati limite di interesse (Tabella 4-3) mostra come la variabilità dell'input sismico sia molto ridotta, in un quadro di bassa pericolosità sismica dell'area nel suo complesso.

Pertanto, si è assunto per tutta l'opera il valore di accelerazione massima su suolo rigido relativo al Comune di Cherasco, pari a 0.076g, includendo un seppur ridotto margine di sicurezza.

Il risultato dell'interpolazione per i parametri a_g , F_0 e T_c^* per i periodi di ritorno di riferimento è riportato in Tabella 4-4. Tali valori sono applicabili a tutte le opere in progetto.

Tabella 4-1 - Coordinate dei punti di interesse.

ID Punto	Longitudine	Latitudine
P1 – Inizio tracciato	7.892536°	44.665582°
P2 – Intermedio	7.913849°	44.676748°
P3 – Fine tracciato	7.943072°	44.684693°
P4 – Comune di Cherasco	7.858193°	44.647232°
P5 – Comune di La Morra	7.933600°	44.639400°
P6 – Comune di Verduno	7.931800°	44.667100°
P7 – Comune di Roddi	7.976500°	44.680600°

Tabella 4-2 - Nodi del reticolo di riferimento nell'intorno di punti scelti lungo il tracciato. Elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v. 1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009.

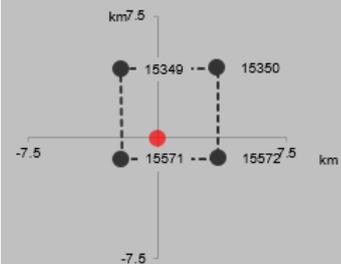
ID Punto	Longitudine	Latitudine	Localizzazione punti di griglia
P1 – Inizio tracciato	7.892536°	44.665582°	

Tabella 4-2 - Nodi del reticolo di riferimento nell'intorno di punti scelti lungo il tracciato.
 Elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v. 1.0.3b, distribuito dal
 Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009.

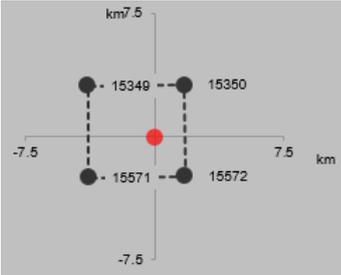
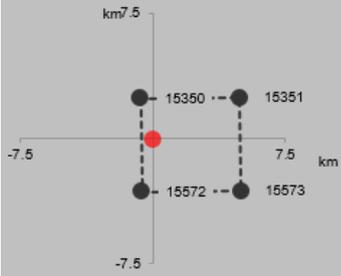
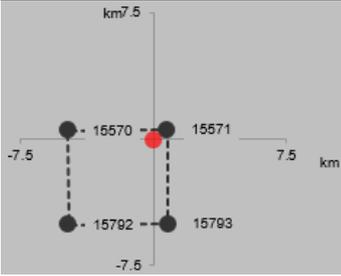
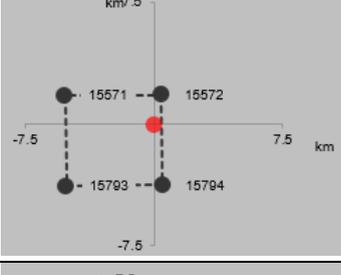
ID Punto	Longitudine	Latitudine	Localizzazione punti di griglia
P2 – Intermedio	7.913849°	44.676748°	
P3 – Fine tracciato	7.943072°	44.684693°	
P4 – Comune di Cherasco	7.858193°	44.647232°	
P5 – Comune di La Morra	7.933600°	44.639400°	
P6 – Comune di Verduno	7.931800°	44.667100°	

Tabella 4-2 - Nodi del reticolo di riferimento nell'intorno di punti scelti lungo il tracciato.
 Elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v. 1.0.3b, distribuito dal
 Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009.

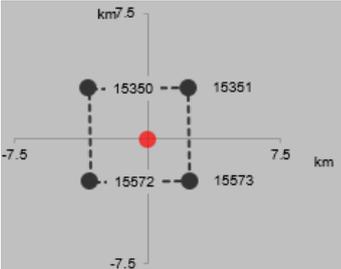
ID Punto	Longitudine	Latitudine	Localizzazione punti di griglia
P7 – Comune di Roddi	7.976500°	44.680600°	

Tabella 4-3 – Valori di a_g per gli stati limite di riferimento per punti diversi nel tracciato di interesse (ottenuti mediante il foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP (2009)) per $V_R = 200$ anni.

SL	T_R (anni)	a_g (g)						
		Punti lungo tracciato			Comuni attraversati dal tracciato			
		Inizio	Intermedio	Fine	Cherasco	La Morra	Verduno	Roddi
SLO	120	0.037	0.036	0.035	0.038	0.036	0.035	0.034
SLD	201	0.043	0.041	0.040	0.045	0.041	0.041	0.039
SLV	1898	0.072	0.070	0.068	0.076	0.071	0.070	0.067
SLC	2475	0.076	0.074	0.072	0.080	0.075	0.074	0.071

Tabella 4-4 - Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per gli stati limite di riferimento (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP (2009)) per $V_R = 200$ anni e relativi a tutto il tracciato.

SL	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)
SLO	120	0.038	2.637	0.231
SLD	201	0.045	2.636	0.255
SLV	1898	0.076	2.912	0.313
SLC	2475	0.080	2.948	0.319

4.5. RISPOSTA SISMICA LOCALE

In questo studio, non vigendo norme Regionali specifiche per aree in Zona 4 (cfr. par. 3.3), si applicano le indicazioni delle NTC2018 per determinare gli effetti di amplificazione stratigrafica e topografica sul valore di a_g sopra definito. Poiché le caratteristiche dei profili stratigrafici locali sono riconducibili alle categorie di riferimento (cfr. Tabella 4-6), si mettono in conto gli effetti di amplificazione secondo il cosiddetto l'approccio semplificato delle NTC2018, dove si definisce il fattore di sito S come funzione sia della categoria di sottosuolo (S_s), sia dell'andamento della superficie topografica (attraverso il coefficiente S_T):

$$S = S_s \cdot S_T$$

In particolare, il sottosuolo viene categorizzato a fini sismici in base alla velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s) definita da :

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

dove:

h_i = spessore dell' i -esimo strato;

$V_{S,i}$ = valore di velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N = numero di strati;

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.

A tale riguardo, i profili di V_S sono stati così determinati:

- per via diretta dai risultati delle prove geofisiche di tipo Cross-Hole;
- per via diretta dai risultati delle prove geofisiche di tipo Down-Hole;
- per via indiretta, attraverso correlazioni empiriche sui valori di resistenza penetrometrica N_{SPT} misurati in corrispondenza dei sondaggi geognostici (Imai & Tonouchi, 1982, Hasanceby & Ulusay, 2007, Maheswari et al., 2009, Dikmen, 2009, Thaker & Rao, 2011).

I profili di V_S ottenuti per via diretta e indiretta sono mostrati in Appendice A.

I risultati ricavati dalle correlazioni su prove SPT configurano un quadro di discreta uniformità del tracciato rispetto al parametro $V_{S,eq}$ (calcolato sui primi 30 m di profondità, non raggiungendo le prove $V_S = 800$ m/s) il quale risulta compreso tra circa 230 e 300 m/s (da Prog. 0+000 a Prog. 0+655 – Categoria C da Tabella 4-6), 360 e 420 m/s (da Prog. 0+655 a Prog. 1+200 – Limite inferiore della Categoria B da Tabella 4-6), 305 e 380 m/s (da Prog. 1+200 a Prog. 2+210 – Limite superiore della Categoria C da Tabella 4-6), 265 e 325 m/s (da Prog. 2+210 a Prog. 3+000 – Categoria C da Tabella 4-6) e 330 e 380 m/s (da Prog. 3+000 a fine tracciato – Limite superiore della Categoria C da Tabella 4-6).

La prova Cross-Hole BH11-CH1, eseguita in corrispondenza della Prog. 1+000, conferma i valori del parametro $V_{S,eq}$ calcolati dalle prove penetrometriche per profondità minori dei 9m; al di sotto di tale profondità, i valori misurati risultano superiori ai dati stimati. Inoltre, la prova Cross-Hole CH22 effettuata alla Prog. 2+385 conferma i valori di V_S calcolati dalle correlazioni per profondità maggiore di 2 metri. Invece, le prove Down-Hole DH_B05 e DH_B29 eseguite in corrispondenza delle Prog. 0+550 e Prog. 4+240, rispettivamente, e la prova Cross_Hole CH25 eseguita della Prog. 2+850, confermano i risultati ottenuti dalle prove penetrometriche.

I risultati del calcolo del valore di $V_{S,eq}$ sono sintetizzati in Tabella 4-5.

Sulla base di quanto osservato, la zona attraversata dal tracciato di interesse, in funzione della progressiva, è classificabile nelle categorie di sottosuolo C e B (quest'ultima in una porzione centrale caratterizzata da un sollevamento del tetto della formazione delle Marne di Sant'Agata, più rigida). In

questa sede, considerata anche la bassa pericolosità sismica, il tracciato è stato classificato in uniformemente in Categoria di suolo C per tutta la sua estensione.

Il coefficiente S_s per la categoria di sottosuolo C si ottiene dalla seguente espressione (vedi Tabella 3.2.IV del par. 3.2.3 delle NTC2018):

$$S_s = 1.0 \leq 1.70 - 0.6 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1.50$$

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, il sito di progetto giace o in pianura, o alla base di un pendio con inclinazione media inferiore a 15° . Eventuali rilievi locali, sempre soprastanti il tracciato, presentano altezze inferiori ai 30 m. Tale collocazione permette di classificare il tracciato in categoria topografica T1 (Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$, v. Tabella 3.2.III al par.3.2.2. delle NTC2018). Pertanto, il fattore di amplificazione topografica risulta pari a:

$$S_T = 1.$$

Sulla base di quanto sopra, il fattore di sito S e l'azione sismica di progetto ottenuti dalla relazione $a_{max} = S \cdot a_g$ per i diversi periodi di ritorno sono riportati in Tabella 4-7.

Tabella 4-5 – Valori del parametro $V_{s,eq}$ determinati per via diretta su prove CH/DH e, dove non disponibili, da correlazione sui risultati di prove SPT (cfr. profili in Appendice A).

Prova	Progressiva di riferimento	$V_{s,eq}$
B02 INCL	0+370	302
B04 INCL	0+475	285
B05 DH	0+533	402
B06 INCL	0+550	265
B07	0+621	231
B08	0+688	393
B09 Pz	0+791	388
B10	1+050	379
B11 CH	1+000	422
B12 INCL	0+980	358
B13 INCL	0+975	377
B14	1+415	331
B16 INCL	1+845	370
B19 Pz	2+029	303
B20 Pz	2+161	336
B21	2+201	323
B22 CH CC	2+385	406
B23 Pz	2+592	314
B24 Pz	2+764	308
B25 CH CC	2+850	263
B26 Pz	2+952	269
B27 Pz	3+598	381
B28 Pz	3+718	328
B29 DH	4+240	336

Tabella 4-6 - Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato. (Tabella 3.2. II delle NTC2018).

Suolo	Descrizione geotecnica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
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 delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

 Tabella 4-7 - Valori di a_g (accelerazione orizzontale massima su sito rigido e superficie topografica orizzontale) e dei coefficienti di sito S ($S_S = 1.5$ sempre e $S_T=1$) e dell'accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP (2009)) per $V_R = 200$ anni.

SL	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
SLO	120	0.038	1.5	0.057
SLD	201	0.045	1.5	0.067
SLV	1898	0.076	1.5	0.114
SLC	2475	0.080	1.5	0.120

4.6. AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Il moto del suolo durante il terremoto è caratterizzabile attraverso 3 componenti mutualmente ortogonali, due orizzontali X e Y e una verticale Z. A seconda del tipo di verifica strutturale o geotecnica da condursi, l'azione sismica di progetto può essere rappresentata attraverso:

- accelerazione massima orizzontale attesa in superficie (cfr. par.4.5);
- lo spettro di risposta in accelerazione o spostamento atteso in superficie;
- un numero sufficiente di accelerogrammi reali o artificiali.

In via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati 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 NTC2018 per ogni altra indicazione, inclusa la definizione degli spettri **SLV** a partire dagli spettri elastici qui definiti.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

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

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

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

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

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

in cui T e S_e sono rispettivamente il periodo proprio di vibrazione della struttura e l'accelerazione spettrale orizzontale.

Inoltre:

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche (cfr. par.4.5).
- 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 % è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione.

- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale (cfr par. 4.4);
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = T^*_c \cdot C_C$$

dove:

T^*_C è periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (rif. Tab. 3.2.IV delle NTC2018); nel caso specifico, in presenza di suolo di categoria C si ha:

$$C_C = 1.05(T^*_C)^{-0.33}$$

- 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:

$$T_D = 4.0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

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

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

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

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

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

Dove:

- T periodo proprio di vibrazione, S_{ve} ampiezza dello spettro in accelerazione della componente verticale.
- F_v , secondo le NTC2018, rappresenta il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima espressa in funzione dell'accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, e si ottiene da:

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

I valori di a_g , F_o , S , η sono già stati definiti per le componenti orizzontali (Tabella 4-4 e Tabella 4-7).

I valori di S_s , T_B , T_C e T_D sono indicati in Tabella 4-8 (rif. Tabella 3.2.VI NTC2018).

Tabella 4-8 - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale. (Tabella 3.2.VI delle NTC2018).

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. GENERALE

Le NTC 2018, al par. 7.11.3.4.1 stabiliscono che:

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine 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 procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico 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.

Allo scopo di accertare la stabilità del sito di progetto rispetto alla liquefazione si è condotta una valutazione di pericolosità metodi semi-empirici basati sulla resistenza penetrometrica N_{SPT} misurata.

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 sabbiosi e sabbioso/limosi sottoposti a carichi ciclici indotti dal terremoto porta alla generazione di sovrappressioni interstiziali con diminuzione anche significativa di rigidità e resistenza. Alla successiva dissipazione di tali sovrappressioni interstiziali corrisponde una riduzione di volume con la generazione di deformazioni permanenti in grado di causare, nello specifico, problematiche di esercizio post-sisma, stabilità dei rilevati, delle opere di sostegno e attraversamento.

Il fenomeno della liquefazione è profondamente influenzato dal numero dei cicli equivalente N del moto sismico del suolo, dalla densità relativa D_r e dalla granulometria del terreno. Un terreno a grana grossa, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la sua densità relativa. Il potenziale di liquefazione aumenta poi, ovviamente, al crescere di N .

Il problema principale che si pone in fase di progettazione è valutare la stabilità del sito di progetto rispetto alla liquefazione quando il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sottofalda, anche se contenenti una frazione fine limoso-argillosa. Pur non essendo presenti tali formazioni nell'area attraversata dal tracciato, la verifica è stata condotta in ogni caso per ottemperare agli obblighi normativi.

5.2. CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE

Le NTC2018 al paragrafo 7.11.3.4.2 stabiliscono che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

- 1- Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero (cfr. a_{max}) minori di 0.1 g;
- 2- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 3- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ 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 qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
- 4- Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve rappresentate in Figura 5-1 (coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$) e Figura 5-2 (coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$).

In linea di principio, nessuno dei suddetti motivi di esclusione risulta verificato a priori, per cui verrà effettuata una verifica di dettaglio come descritto ai paragrafi seguenti.

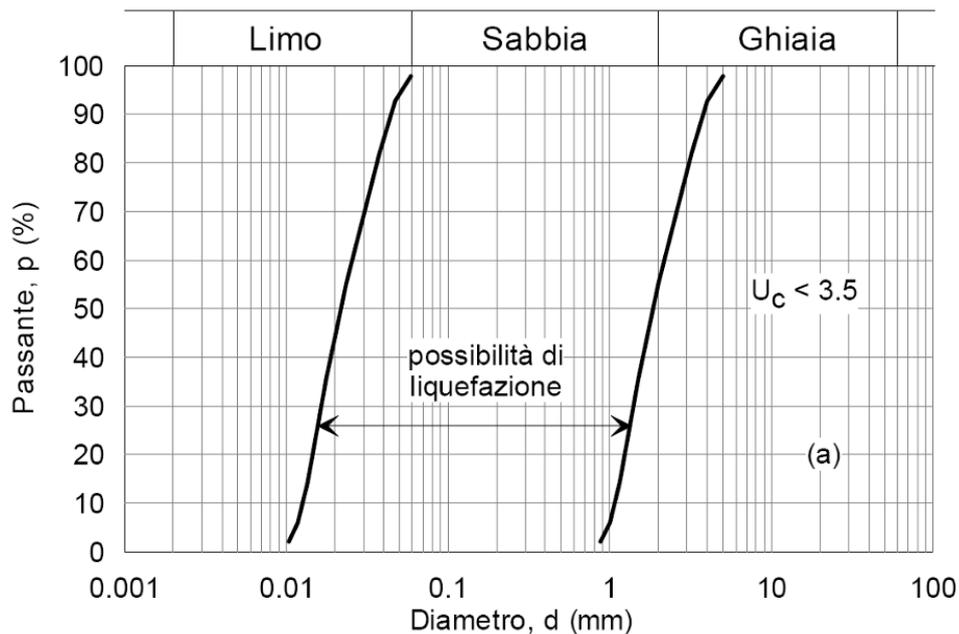


Figura 5-1 – Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c < 3.5$).

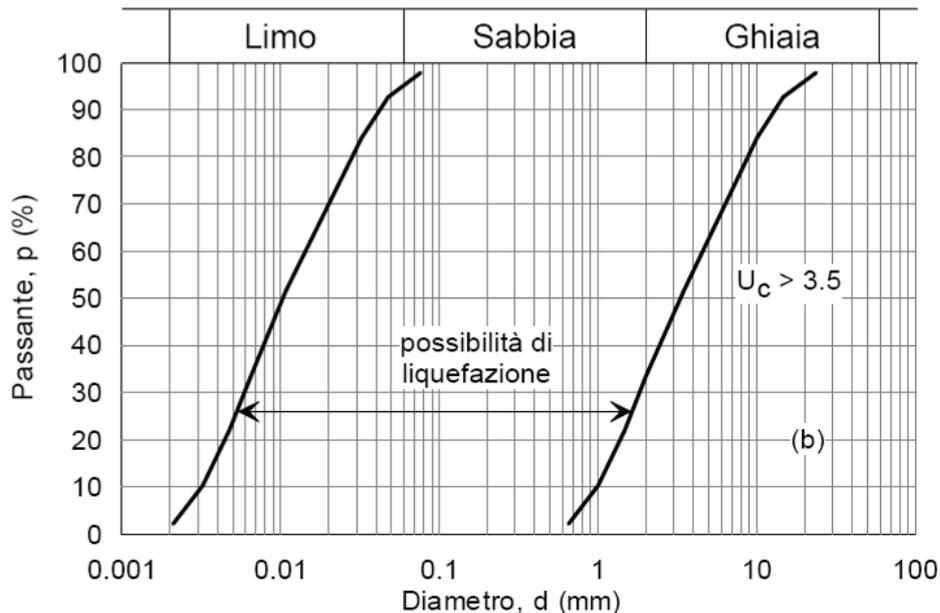


Figura 5-2 - Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c > 3.5$).

5.3. DATI DI PERICOLOSITÀ SISMICA E MAGNITUDO

La valutazione del potenziale di liquefazione è stata condotta – cautelativamente, tenuto conto della Classe d’Uso dell’opera e della sua funzione strategica in caso di terremoto - per il periodo di ritorno dell’azione sismica pari a quello dello stato limite SLV, $T_R = 1898$ anni, con il valore di pericolosità sismica di Tabella 4-7, $a_{max} = 0.114$ g.

La magnitudo di riferimento per la valutazione della pericolosità a liquefazione è stata scelta tenendo conto di due differenti “fonti di dati”, ossia:

- Disaggregazione dei valori di pericolosità sismica (accelerazione su suolo rigido orizzontale) di cui alle NTC2018, fornita quale elaborazione aggiuntiva direttamente dal progetto INGV-DPC S1.
- Magnitudo da terremoti storici aventi epicentro entro una distanza media dal tracciato di progetto, sulla base delle informazioni fornite dal Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani CPTI15.

Per il punto a), nella Figura 5-3 viene illustrata la disaggregazione in distanza e magnitudo della pericolosità sismica per il punto di riferimento N. 15571 (in prossimità di comune di Cherasco, CN), per il periodo di ritorno di 2475 anni (probabilità di superamento di 2% in 50 anni) considerato rappresentativo per il caso in esame, ancorché maggiore di $T_{R\ SLV}$.

Il grafico indica che la pericolosità sismica al sito è prevalentemente influenzata da due gruppi di terremoti, ovvero eventi di: a) magnitudo relativamente bassa (4.5-5.5) ed epicentro a distanza media (30-40 km), e b) magnitudo relativamente alte (5.5-6.5) e distanze maggiori (60-80 km).

L’analisi dei terremoti storici (punto b), condotta sulla base del Catalogo CPTI15 identificando gli eventi di maggiore interesse entro 30Km di distanza dal tracciato, ha portato al risultato sintetizzato in Figura 5-4. Qui compare un discreto numero di eventi con intensità macrosismica MCS 6-7 (Cuneo 1550, Cuneese 1835, Liguria occidentale 1968 e 1972) e magnitudo 4.8-5.4.

Sulla base dell’analisi sopra descritta, è stato considerato ragionevole assumere per il tracciato di progetto un valore di magnitudo di riferimento pari a 5.7 da adottare nelle verifiche a liquefazione di cui ai paragrafi successivi.

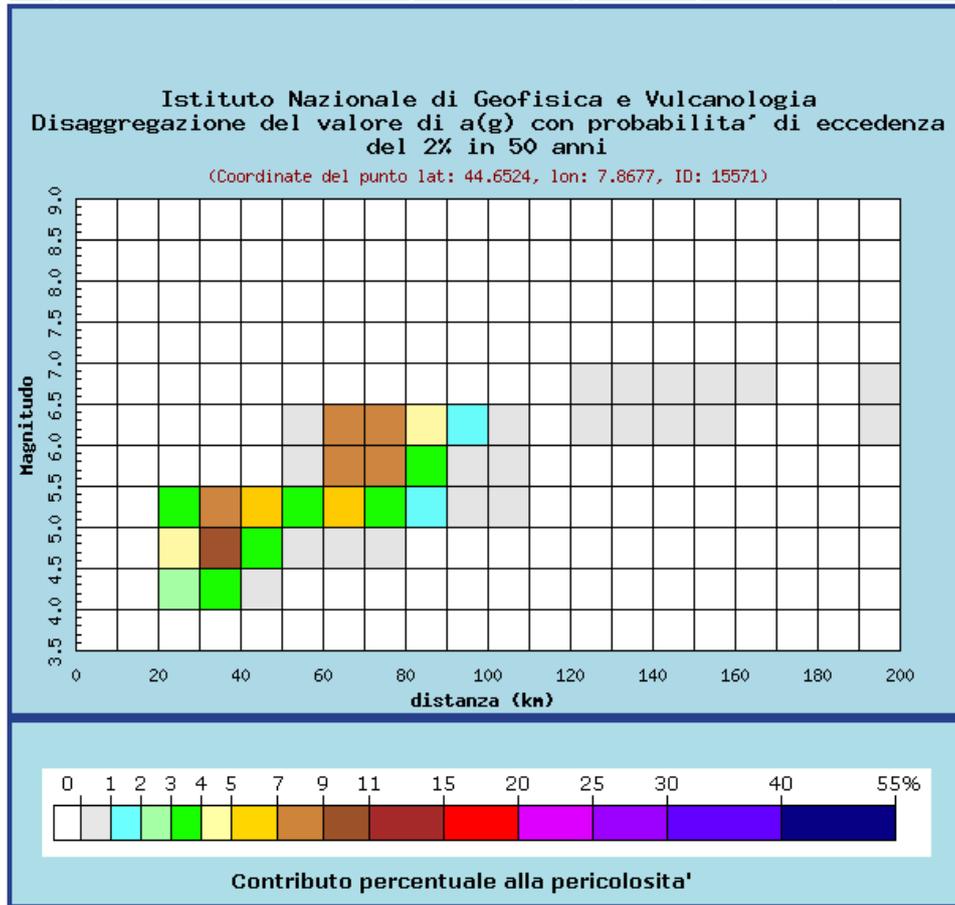


Figura 5-3 - Analisi di disaggregazione del dato di pericolosità al sito di progetto per $T_R = 2475$ anni, da elaborazioni DPC-INGV S1 (<http://zonesismiche.mi.ingv.it/>). Punto di griglia N. 15571 (Cherasco).

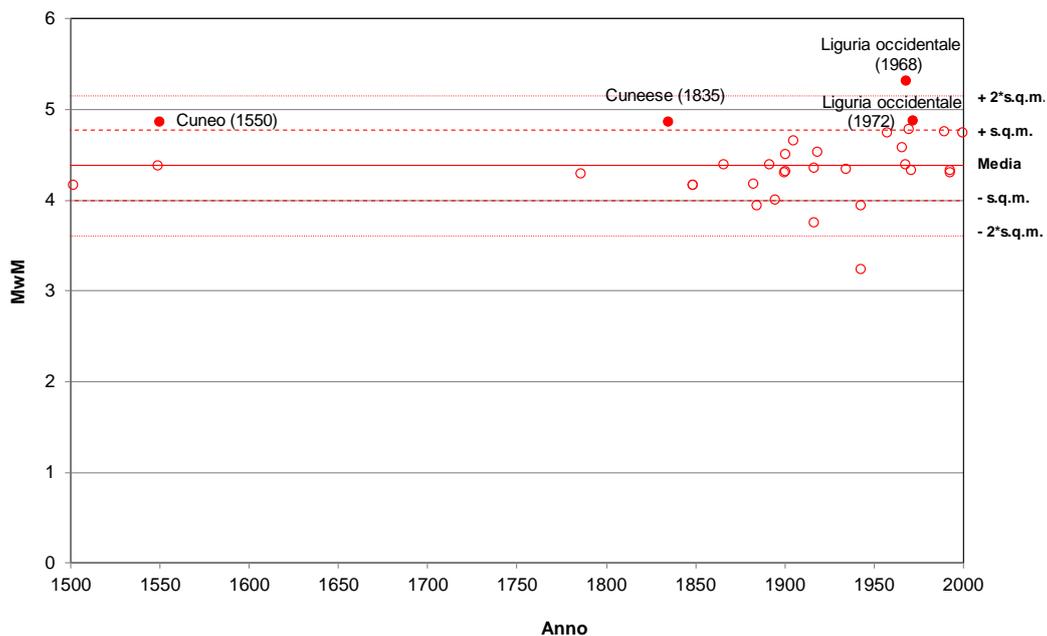


Figura 5-4 - Magnitudo (M_w) dei terremoti storici con epicentro entro 30 Km dal tracciato di progetto (dati da Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, CPTI 15).

5.4. METODO DI ANALISI

La valutazione del pericolo di liquefazione è stata condotta in accordo al “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:

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

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

Lo sforzo di taglio indotto ad ogni profondità in un sito a superficie piana 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 dell'accelerazione pari al 65% della accelerazione di picco a_{max} come segue:

$$CSR = \frac{\tau_c}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d$$

dove:

a_{max} accelerazione di picco al sito

g accelerazione di gravità

τ_c 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

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

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

CSR può essere messo in relazione al numero di cicli significativi dell'azione sismica, funzione della magnitudo M . Per $M \neq 7.5$ (nel caso in esame $M = 5.7$) è necessario introdurre un fattore di scala della magnitudo MSF così definito:

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

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 $M=7.5$.

Nel presente studio è stato identificato un valore di $MSF = 2.1$ per $M = 5.7$ in accordo sia alle prescrizioni dell'Eurocodice 8 Parte 5, sia a quanto suggerito da Youd et al., 2001 e Idriss e Boulanger (2004).

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, come meglio descritto nel seguito.

5.5. CRR DA CORRELAZIONE SU PROVE SPT

Il procedimento qui utilizzato si basa sulla relazione riportata in Figura 5-5, originariamente proposta da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), e successivamente confermata da Youd et al. (2001). In Figura 5-5, la resistenza penetrometrica SPT è espressa come numero corretto di colpi $N_{1(60)}$, ossia normalizzato ad una pressione verticale efficace di 100 kPa e corretto per un valore standard di energia trasmessa (60% del valore nominale), come segue:

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

In questa espressione:

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 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 100kPa, 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 % e può essere valutato nel modo seguente:

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

in cui ER_m è il fattore di rendimento (espresso in %) del trasferimento dell'energia del meglio all'attrezzo campionario, relativo alla macchina utilizzata per fare la prova; considerando che la configurazione di prova normalmente adoperata in Italia ha un rendimento energetico del 60 %, tale coefficiente è stato posto pari ad 1.

I coefficienti C_B (fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio), C_R (fattore correttivo per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice) e C_S (fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionario) sono stati assunti pari ad 1 dato che le prove sono state eseguite sulla base delle raccomandazioni fornite dall'AGI (1977).

Sempre in Figura 5-5, viene riportato il valore di CSR calcolato ed i corrispondenti valori di $N_{1(60)}$ da siti in cui sono stati osservati o meno gli effetti della liquefazione per eventi sismici avvenuti in passato, con magnitudo 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.

Le curve sono valide per eventi sismici di magnitudo pari a 7.5, per cui è necessario introdurre un fattore di scala (MSF) per adattare le curve di CRR alla magnitudo di riferimento per il caso in esame (5.7), come indicato in precedenza.

Si può osservare dalla Figura 5-5 come siano state sviluppate curve di resistenza ciclica per terreni aventi diverso contenuto di fini, a partire dalla curva di riferimento corrispondente alla sabbia pulita (FC < 5%).

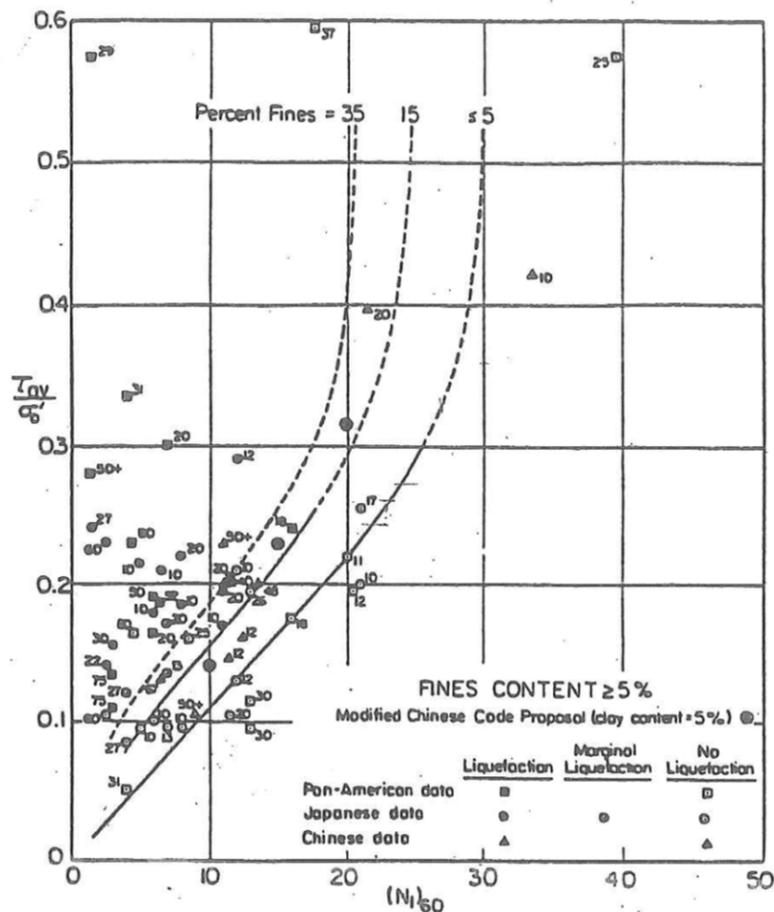


Figura 5-5: Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e $N_{1(60)}$ – sisma di riferimento Magnitudo = 7.5 (Seed et al., 1985).

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 $N_{1(60)} < 30$. Nel caso in cui sia $N_{1(60)} \geq 30$, 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 $N_{1(60)}$ ai valori corrispondenti per sabbia pulita $N_{1(60)cs}$:

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

In cui:

- $\alpha = 0$ per $FC < 5\%$
- $\alpha = \exp [1.76 - (190/FC^2)]$ per $5\% < FC < 35\%$
- $\alpha = 5$ per $FC \geq 35\%$
- $\beta = 1$ per $FC < 5\%$
- $\beta = [0.99 + (FC \cdot 1.5/1000)]$ per $5\% < FC < 35\%$
- $\beta = 1.2$ per $FC \geq 35\%$

La resistenza alla liquefazione aumenta meno che proporzionalmente al crescere della tensione di confinamento. Una rappresentazione di tale relazione è stata proposta da Hynes e Olsen (1999) e riportata da Youd et al. (2001), elaborata sulla base dei risultati di prove cicliche in laboratorio. In particolare, gli autori raccomandano di utilizzare il seguente coefficiente di correzione:

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

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% $f = 0.7 \div 0.8$

60% < DR < 80% $f = 0.6 \div 0.7$

Pertanto, per ogni prova SPT dove non è disponibile il relativo contenuto di fini è stato ipotizzato conservativamente un valore di contenuto di fini minimo pari al 5% per i materiali sabbiosi-ghiaiosi, mentre per i terreni argillosi è stato ipotizzato un contenuto di fini pari al 60%.

In conclusione, in accordo a Youd et al. (2001) il fattore di sicurezza FL rispetto al fenomeno della liquefazione vale:

$$FL = (CRR_{7.5}/CSR).MS.k_{\sigma}$$

5.6. RISULTATI E CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

I risultati dell'analisi sopra descritta sono riportati in dettaglio in Appendice B come segue:

- Valori di SPT misurati a ciascuna profondità a partire dal piano campagna.
- Contenuto di fini misurato in laboratorio sui campioni prelevati oppure contenuto di fini stimato sulla base dei risultati disponibili dalle altre prove, per lo stesso orizzonte di terreno.
- Andamento con la profondità dello sforzo di taglio ciclico CSR, riferito alla magnitudo di riferimento per l'analisi ($M = 5.7$), e valori puntuali della resistenza allo sforzo di taglio sismico calcolati per tutti i valori di SPT che non siano stati esclusi dal calcolo di suscettibilità alla liquefazione perché classificati come non liquefacibili (si veda quanto detto al paragrafo precedente).
- Valore del fattore di sicurezza ottenuto come rapporto CRR/CSR per ogni dato. Si osserva a questo proposito che la verifica alla suscettibilità alla liquefazione deve tener conto del potenziale insorgere di deformazioni anche significative anche per valori di $FL > 1$ per cui si ritiene giustificato rappresentare la linea per $FL > 1.25$ in accordo alle prescrizioni dell'Eurocodice 8.
- Deformazione volumetrica ε_v
- Rapporto di sovrappressione interstiziale $r_u = \Delta u / \sigma'_v$

Sulla base dei risultati ottenuti, si osserva per tutte le verifiche condotte un fattore di sicurezza rispetto al pericolo di liquefazione superiore a 1.25. Di conseguenza, l'intero tracciato di progetto insiste su terreni stabili rispetto al pericolo della liquefazione.

APPENDICE A
PROFILI DI VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO V_s

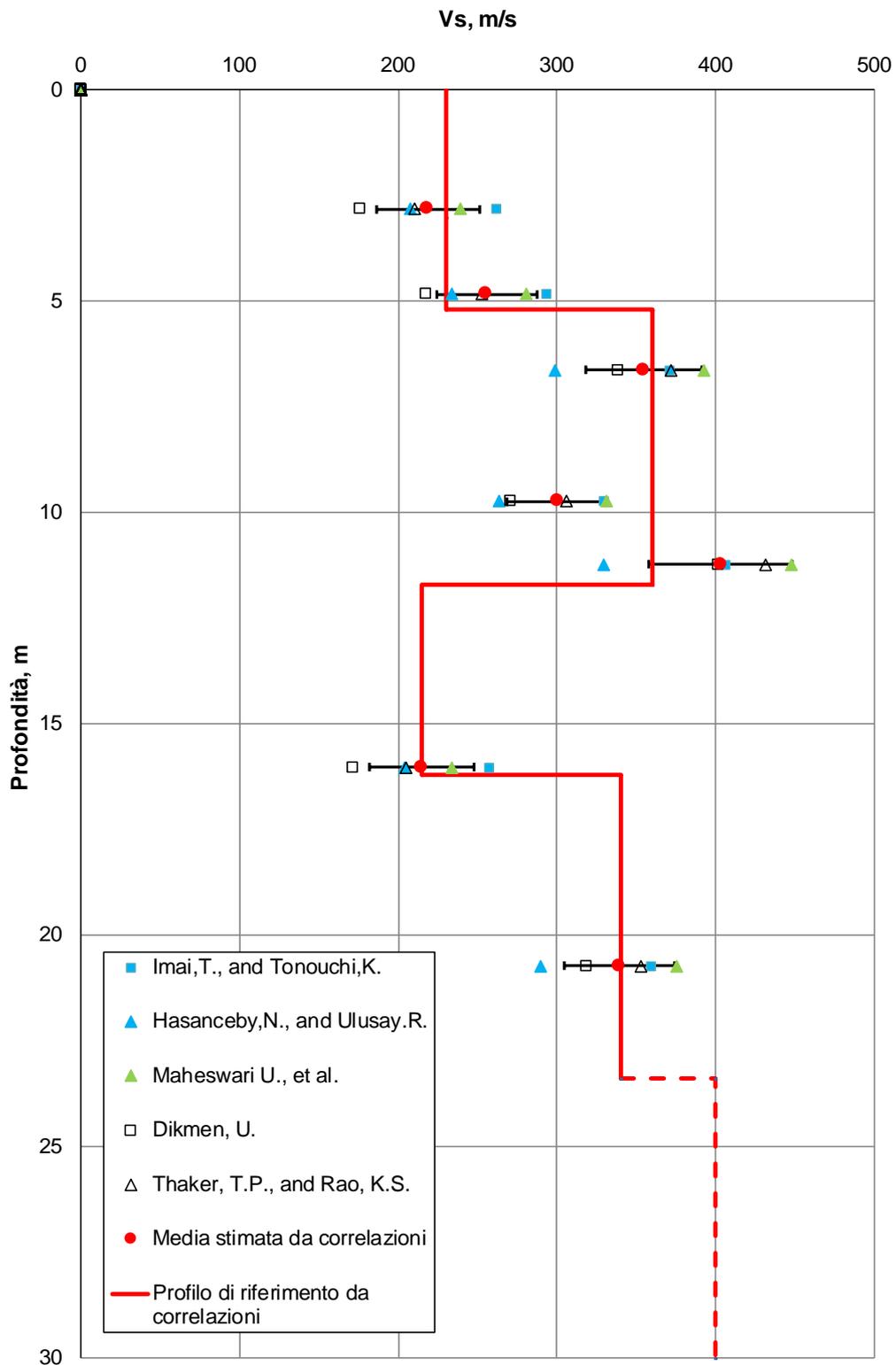


Figura A.1: Sondaggio B02 INCL. Profilo Vs di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} .

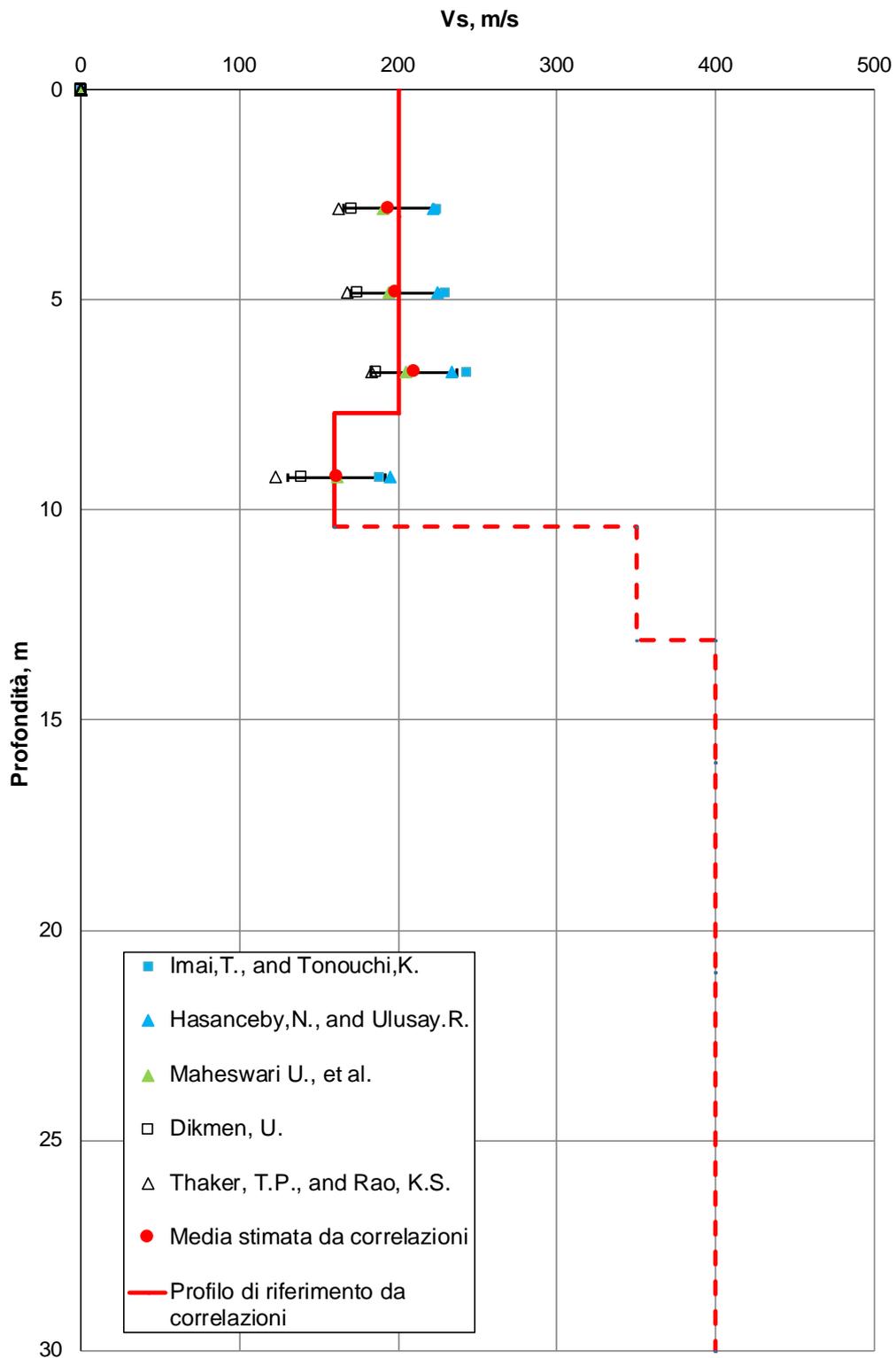


Figura A.2: Sondaggio B04 INCL. Profilo Vs di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} .

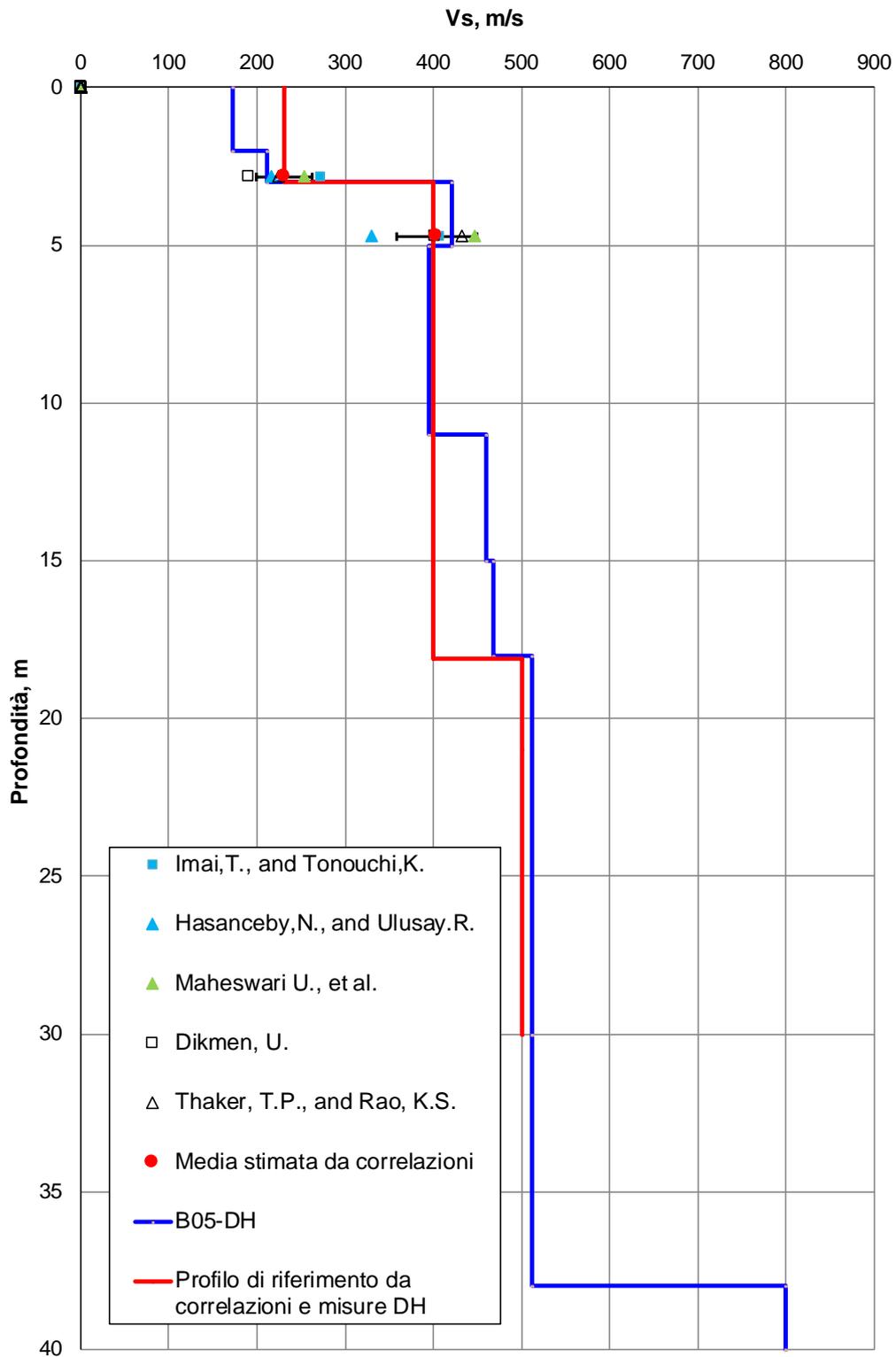


Figura A.3: Sondaggio B05 DH. Profilo V_s di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} e i risultati della prova di Down-Hole (linea blu).

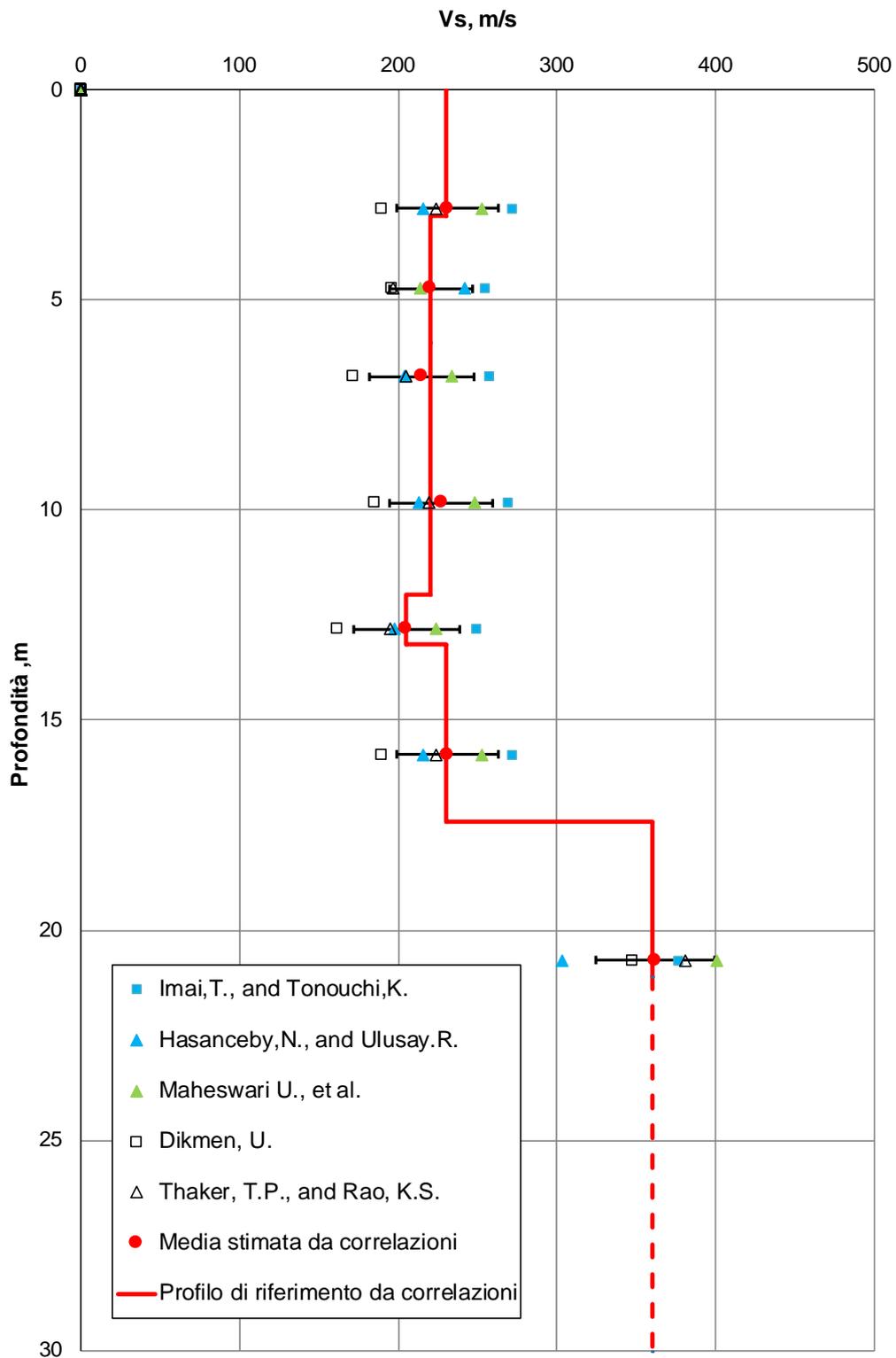


Figura A.4: Sondaggio B06 INCL. Profilo Vs di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} .

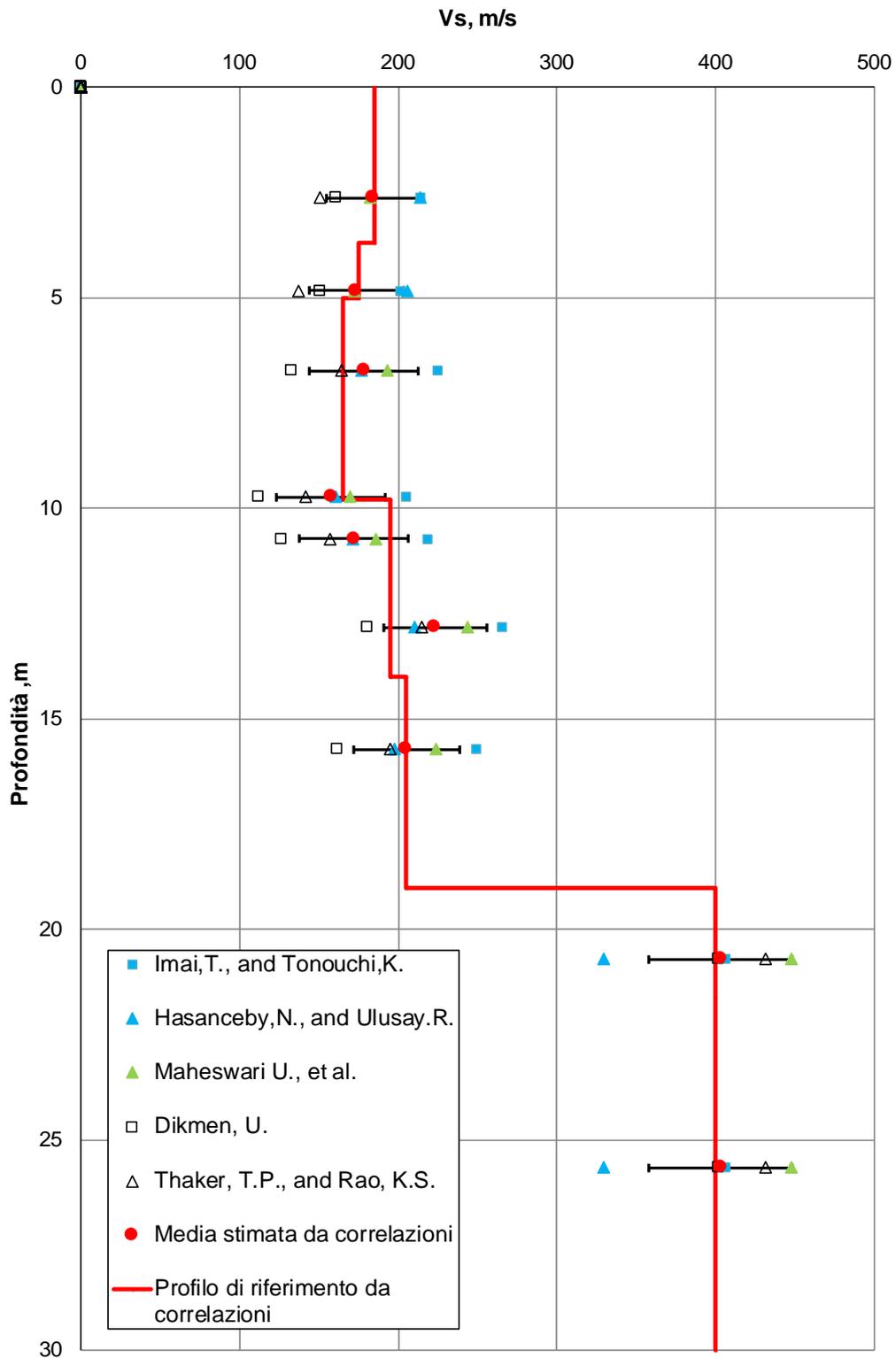


Figura A.5: Sondaggio B07. Profilo Vs di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} .

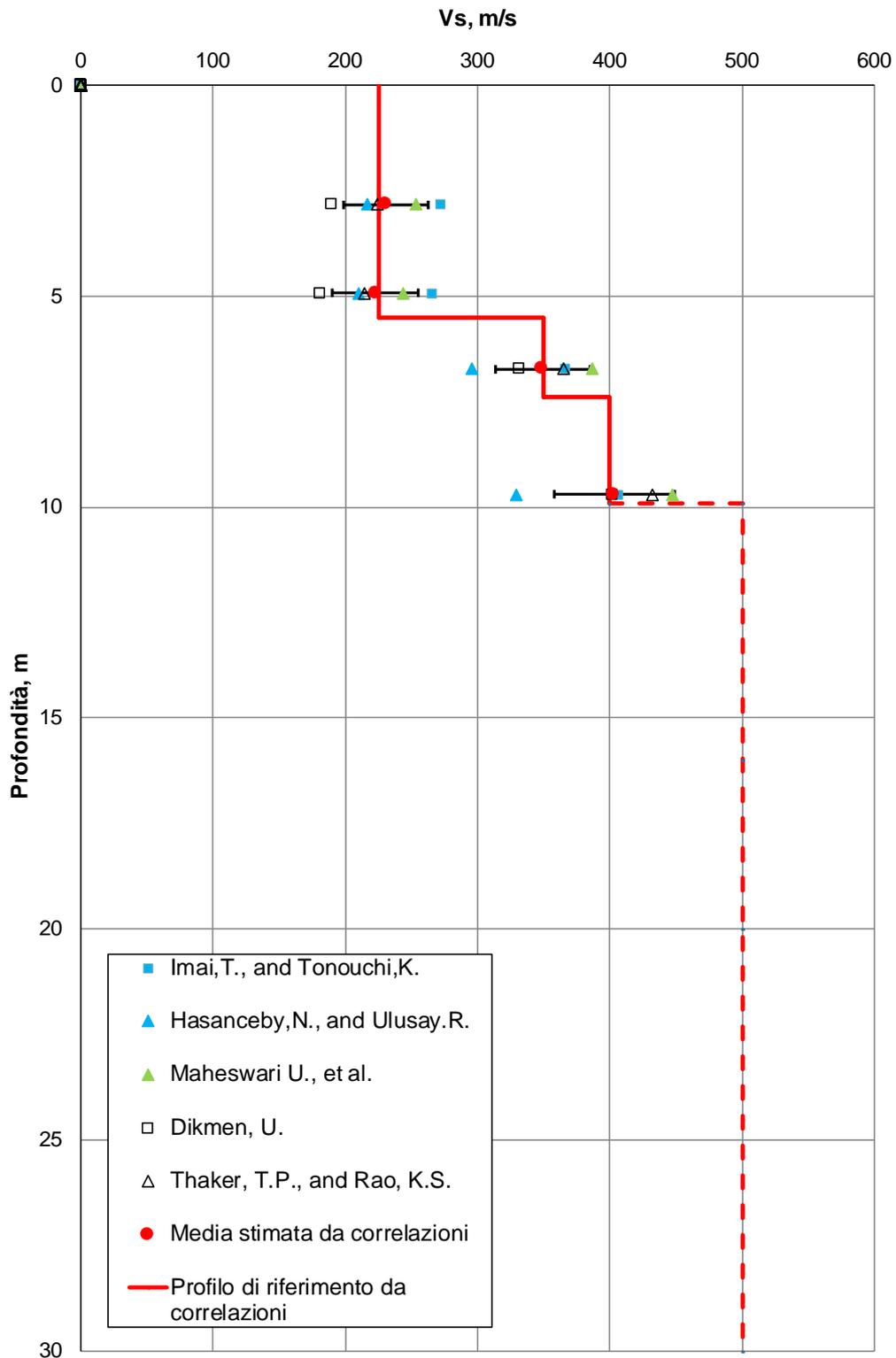


Figura A.6: Sondaggio B08. Profilo V_s di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} .

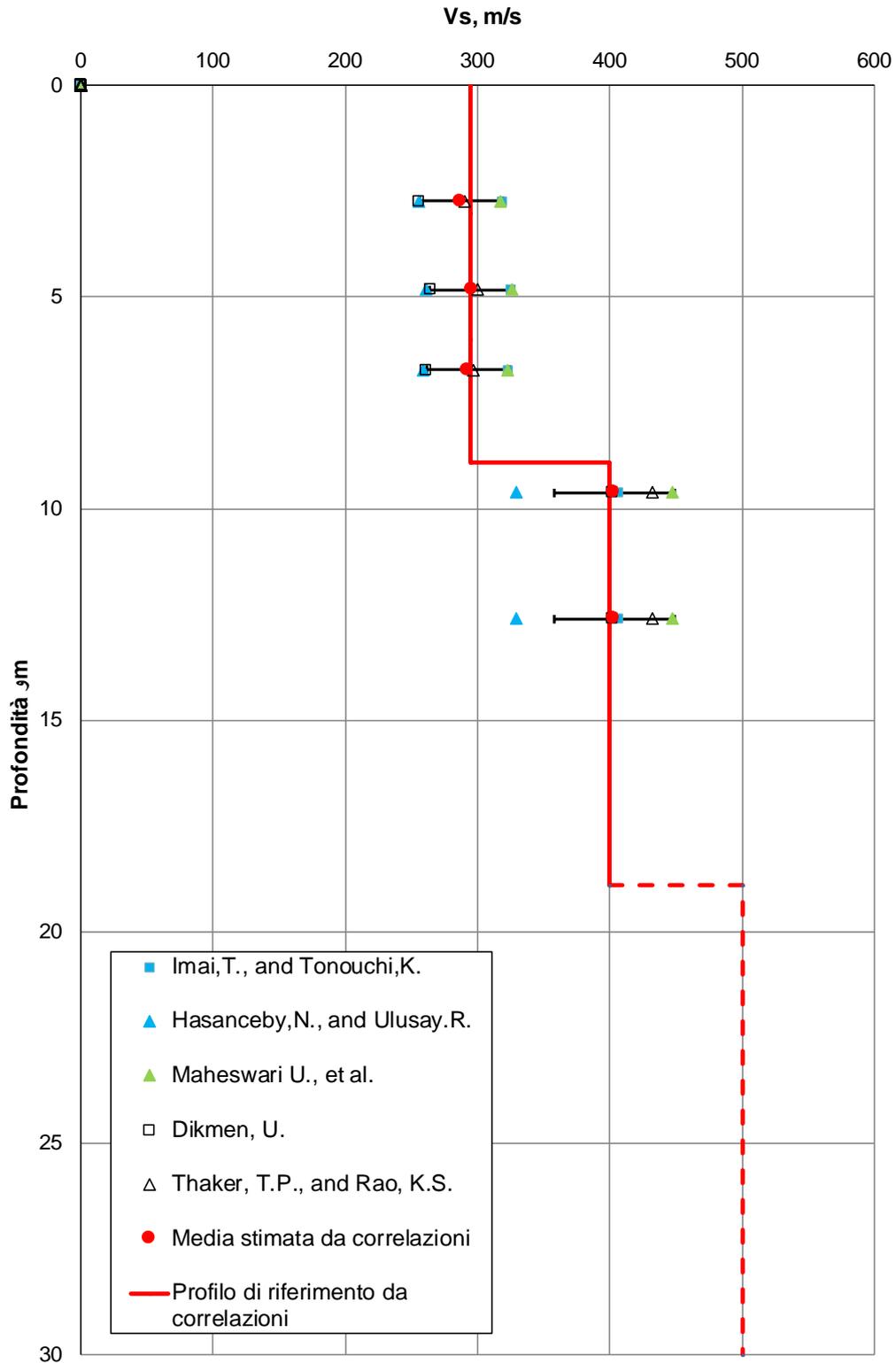


Figura A.7: Sondaggio B09 Pz. Profilo Vs di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} .

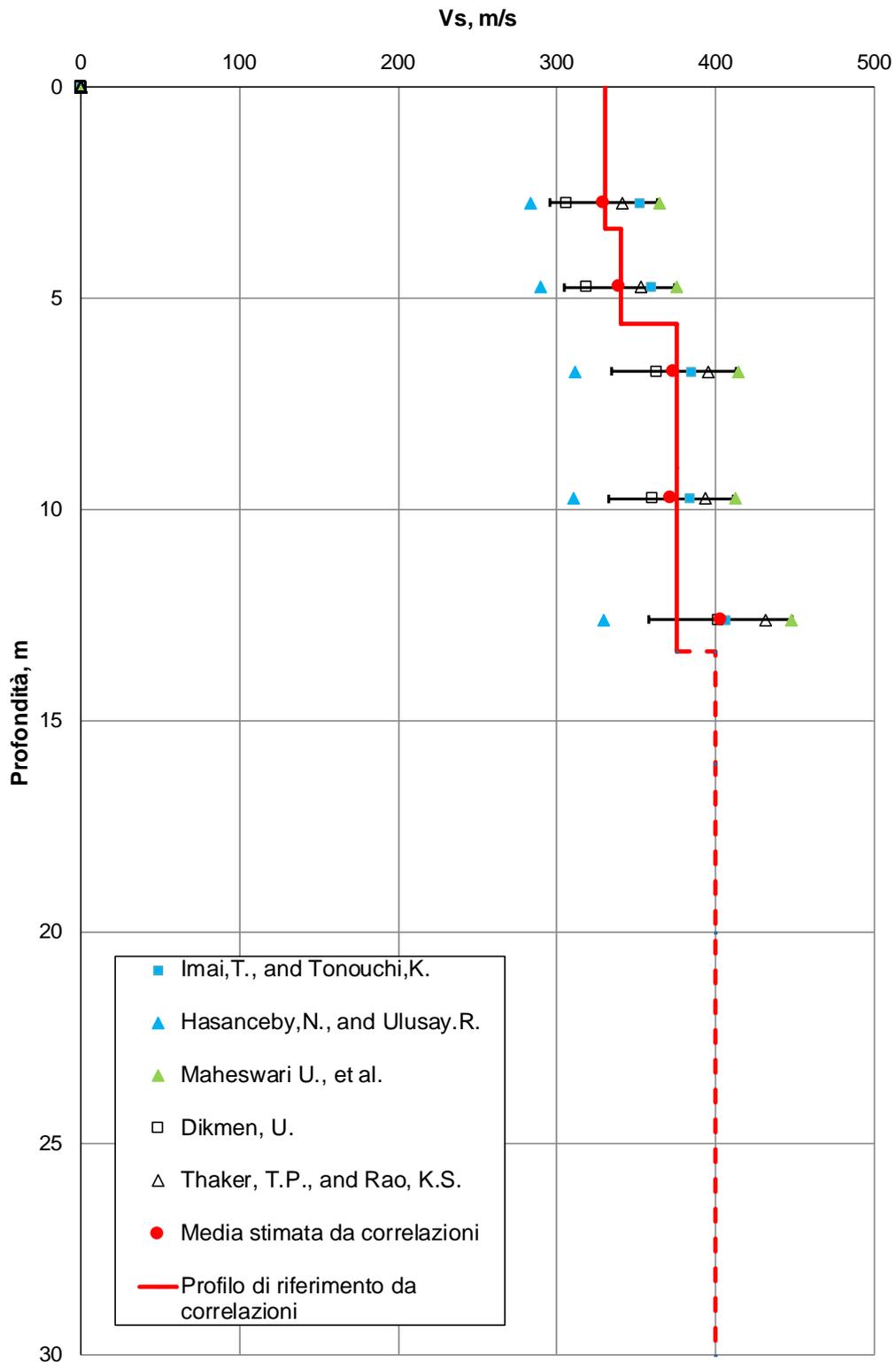


Figura A.8: Sondaggio B10. Profilo V_s di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} .

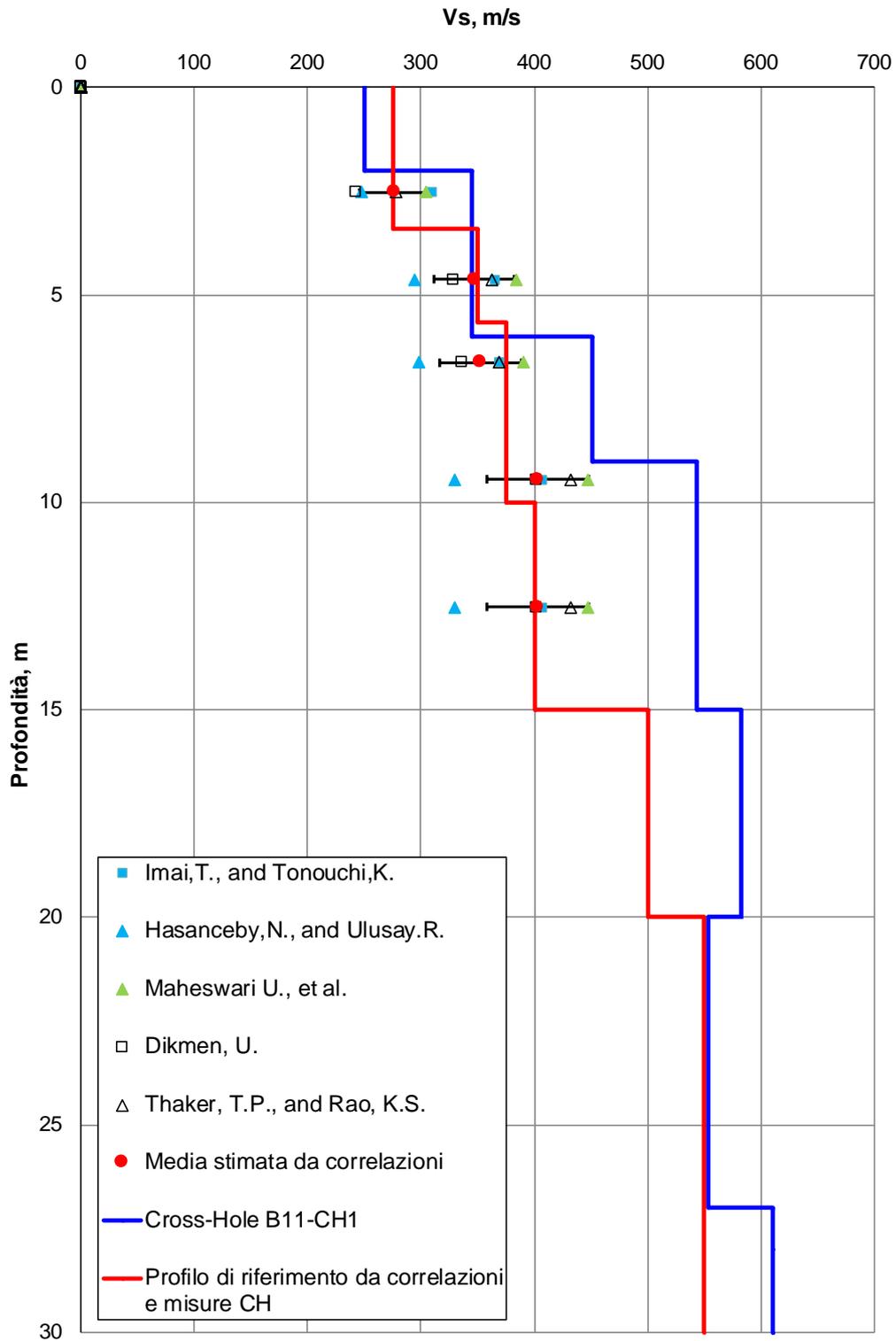


Figura A.9: Sondaggio B11 CH. Profilo V_s di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} e i risultati della prova di Cross-Hole (linea blu).

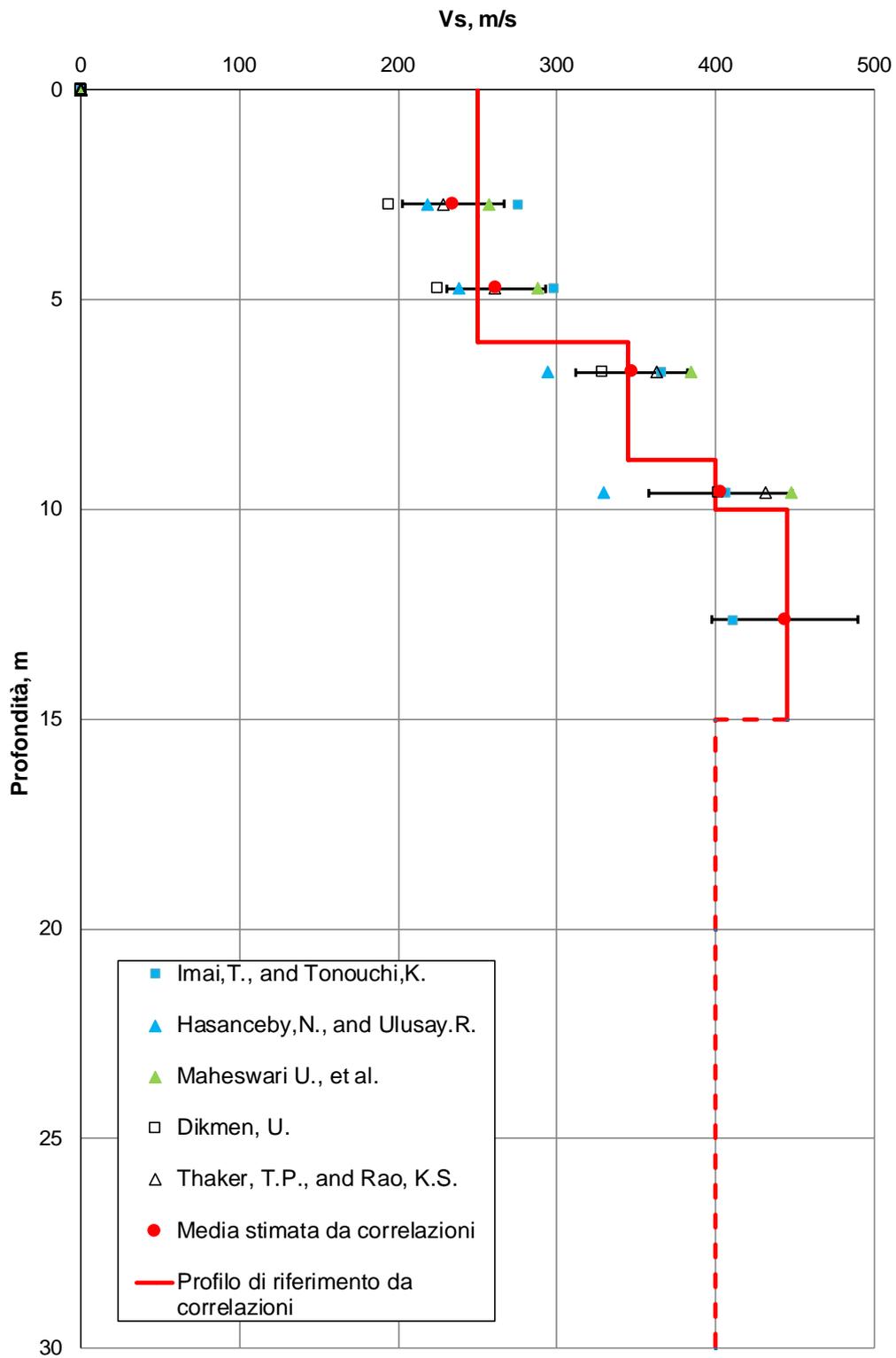


Figura A.10: Sondaggio B12 INCL. Profilo Vs di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} .

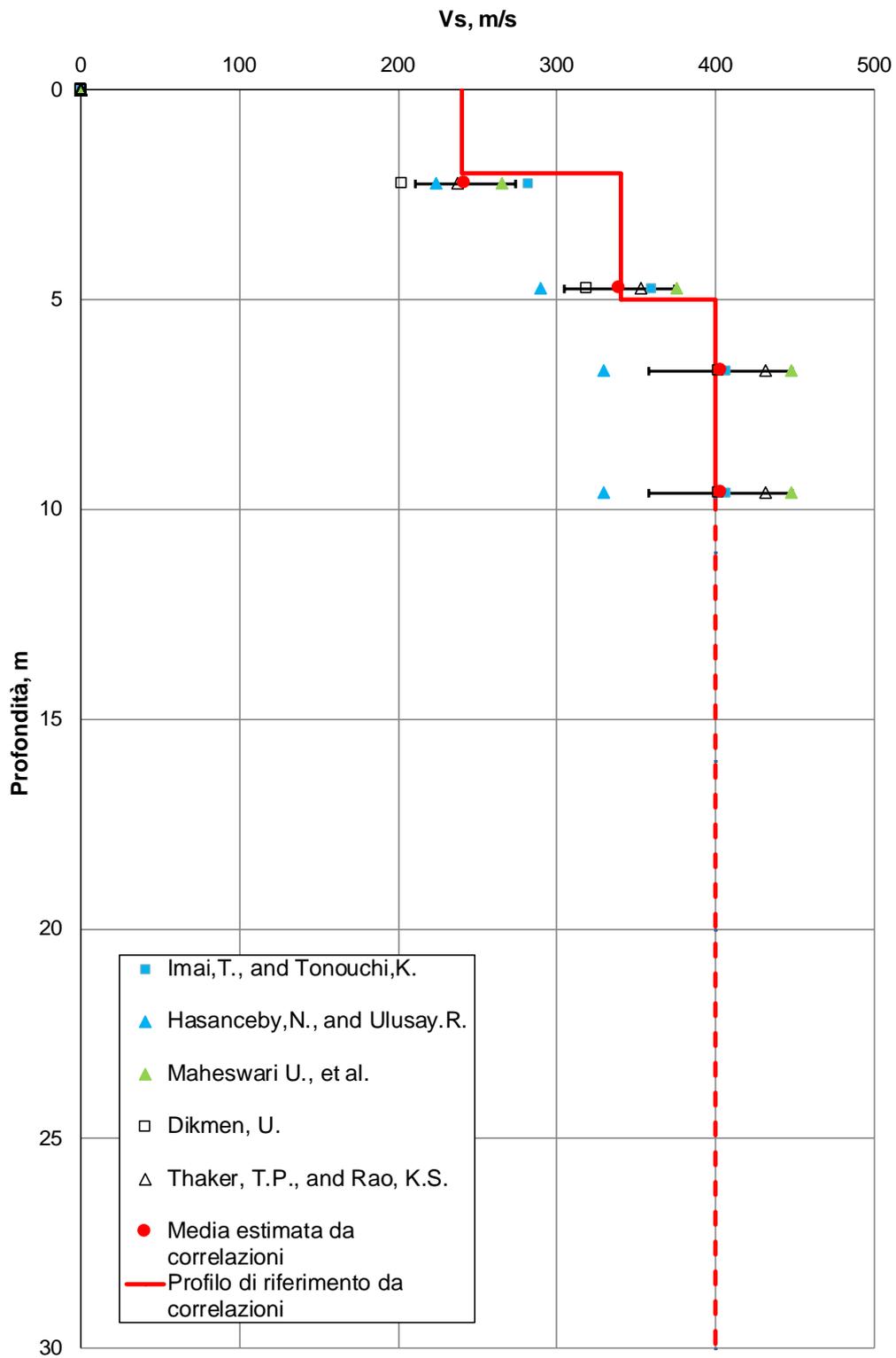


Figura A.11: Sondaggio B13 INCL. Profilo V_s di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} .

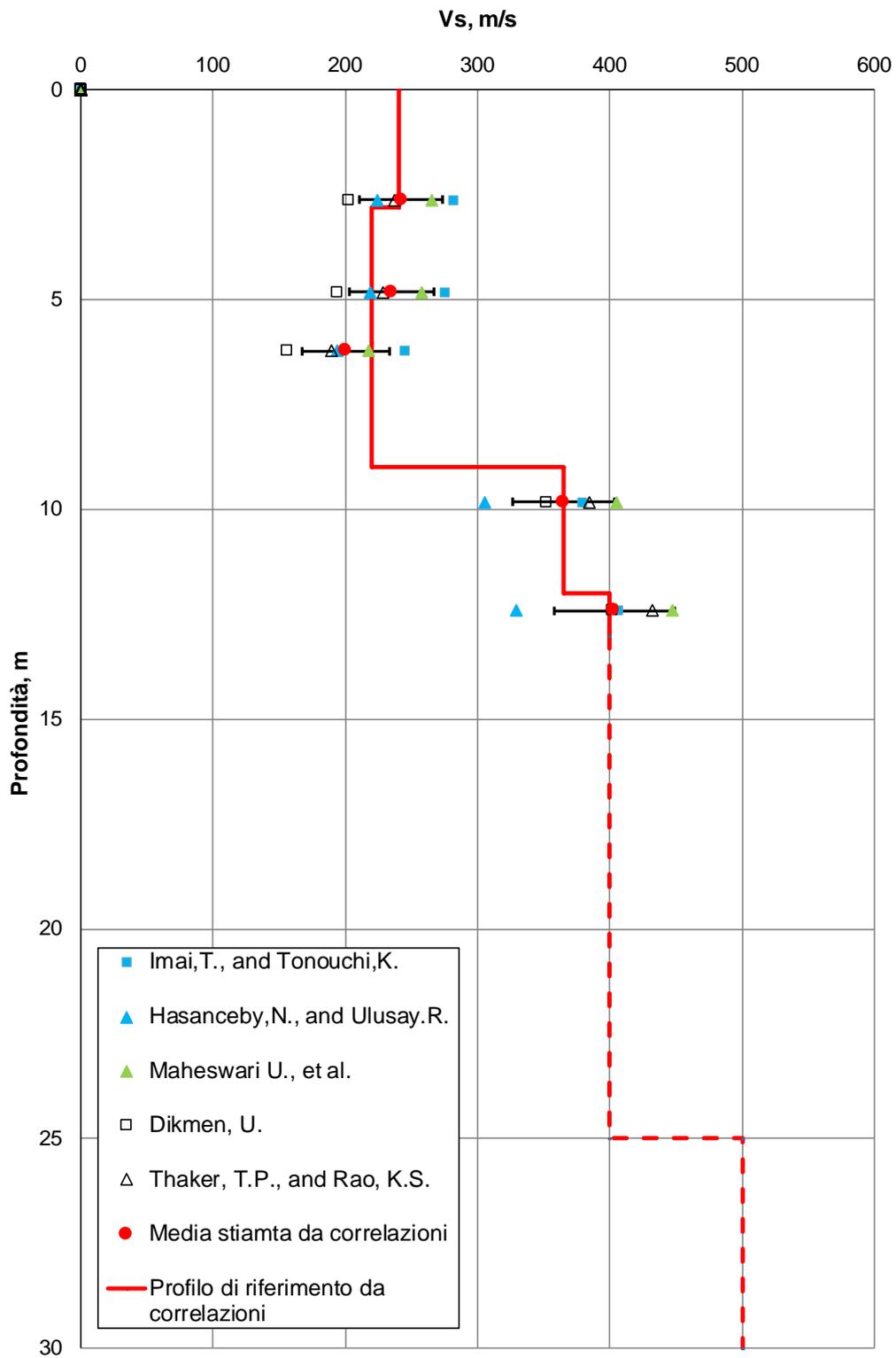


Figura A.12: Sondaggio B14. Profilo Vs di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} .

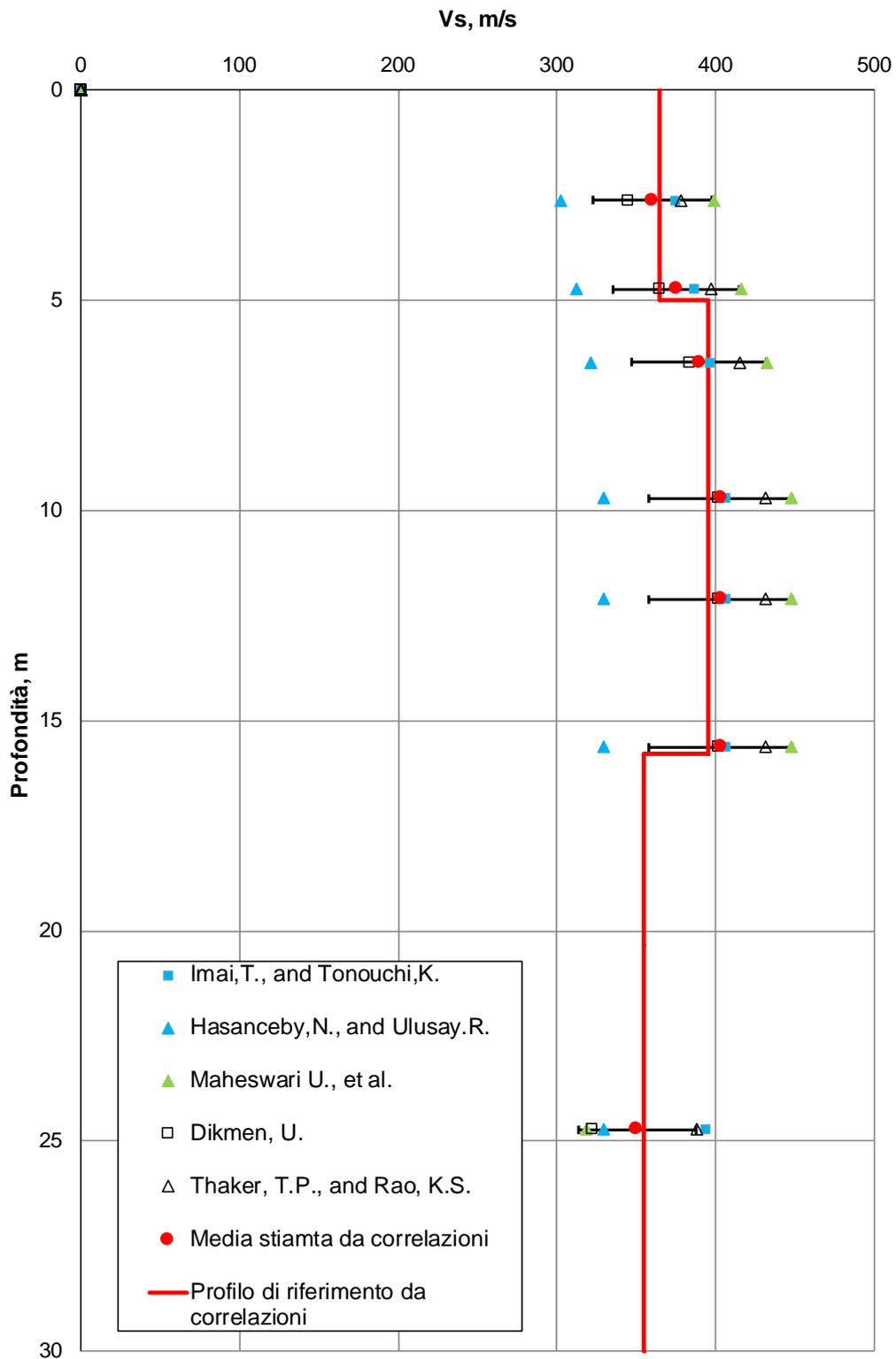


Figura A.13: Sondaggio B16 INCL. Profilo V_s di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} .

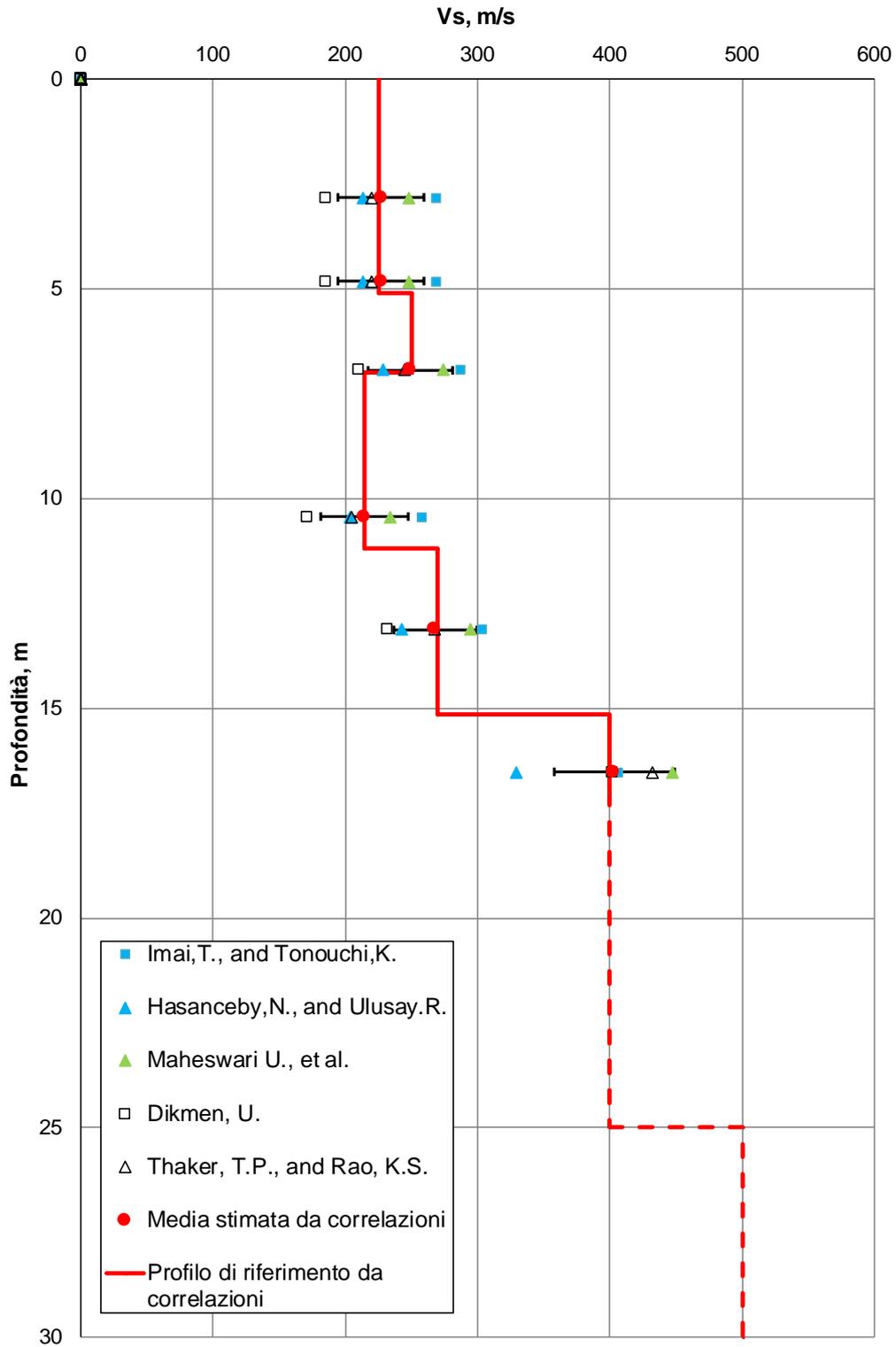


Figura A.14: Sondaggio B19 Pz. Profilo V_s di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} .

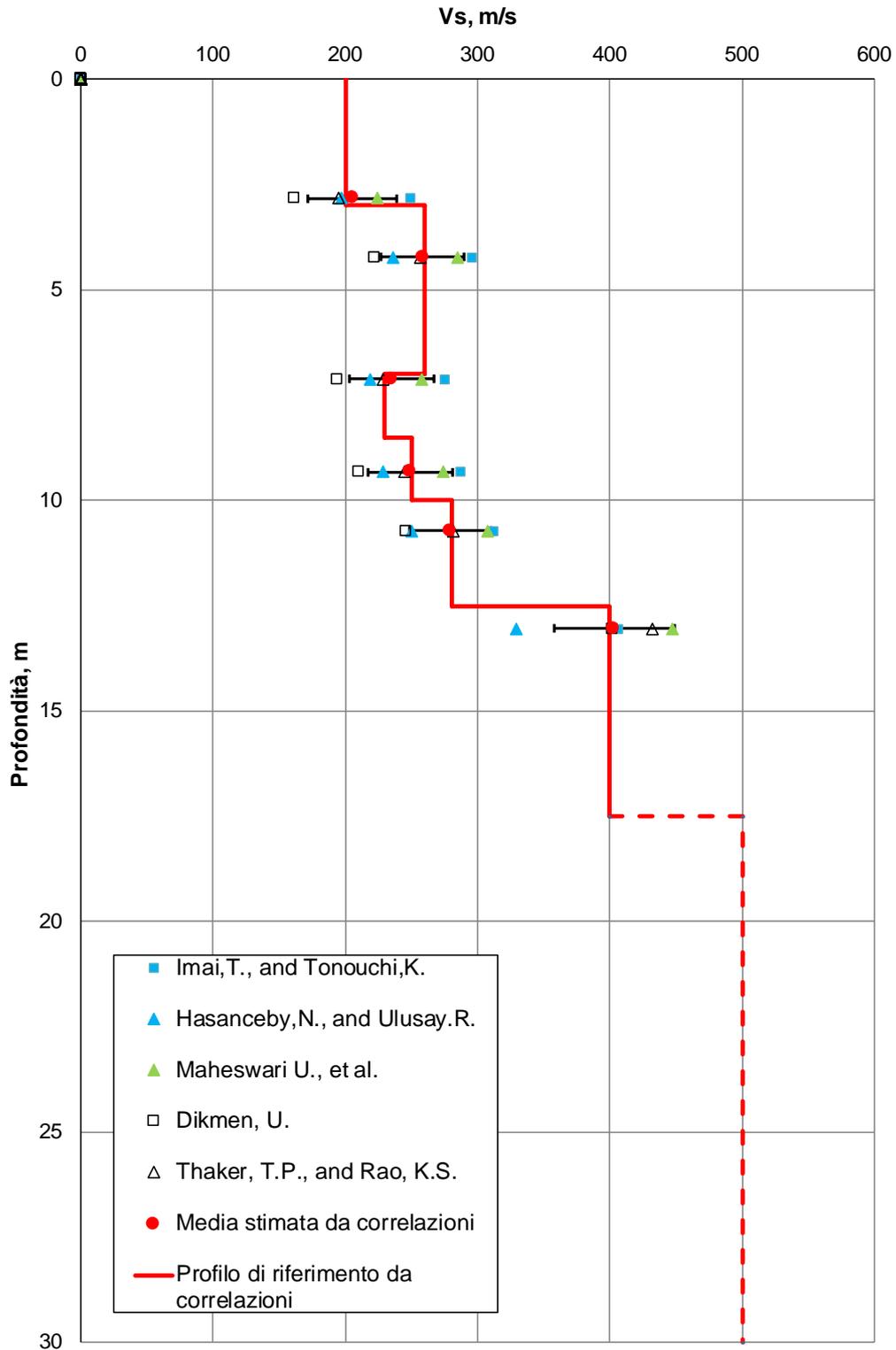


Figura A.15: Sondaggio B20 Pz. Profilo V_s di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} .

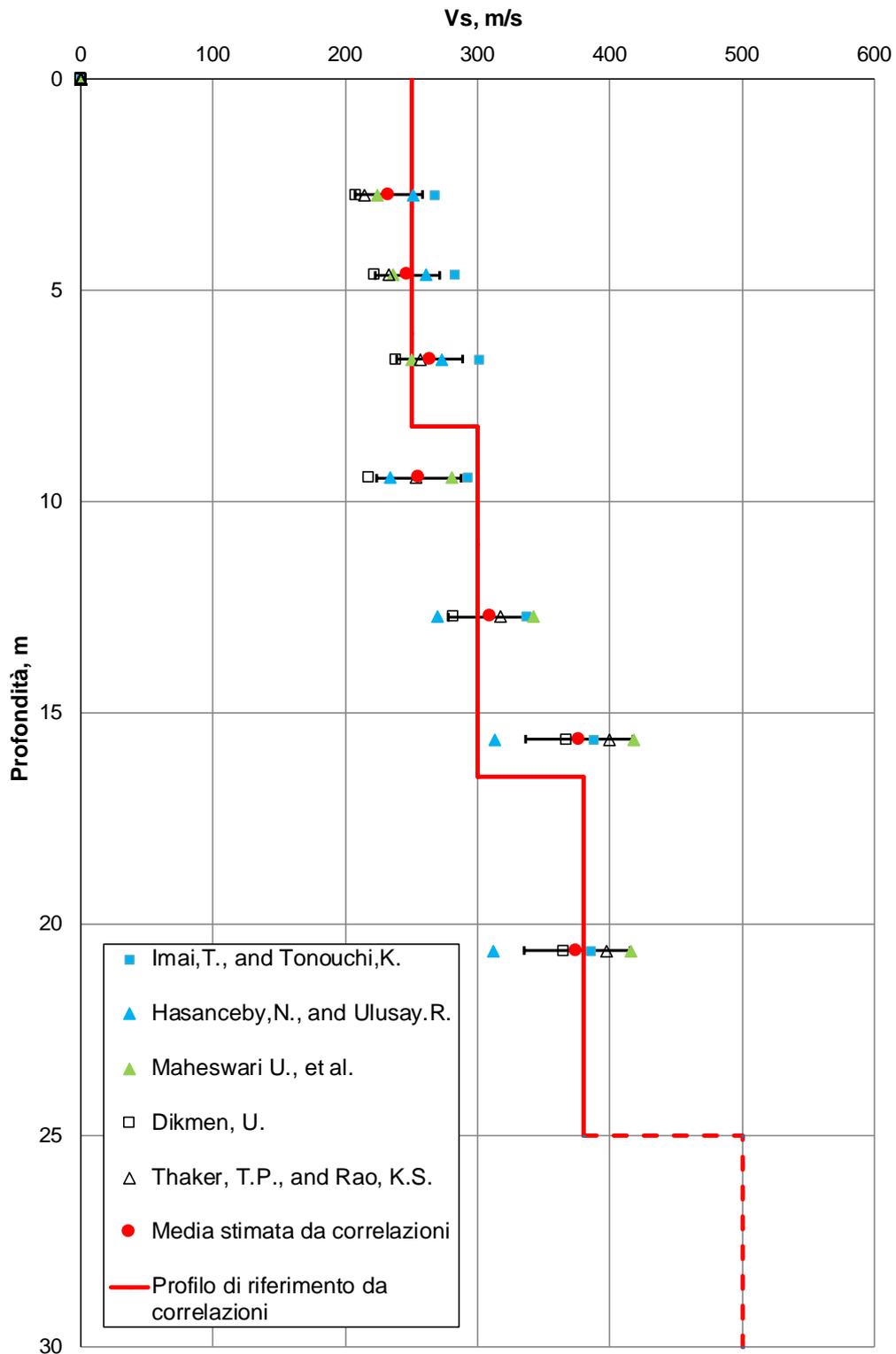


Figura A.16: Sondaggio B21. Profilo V_s di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} .

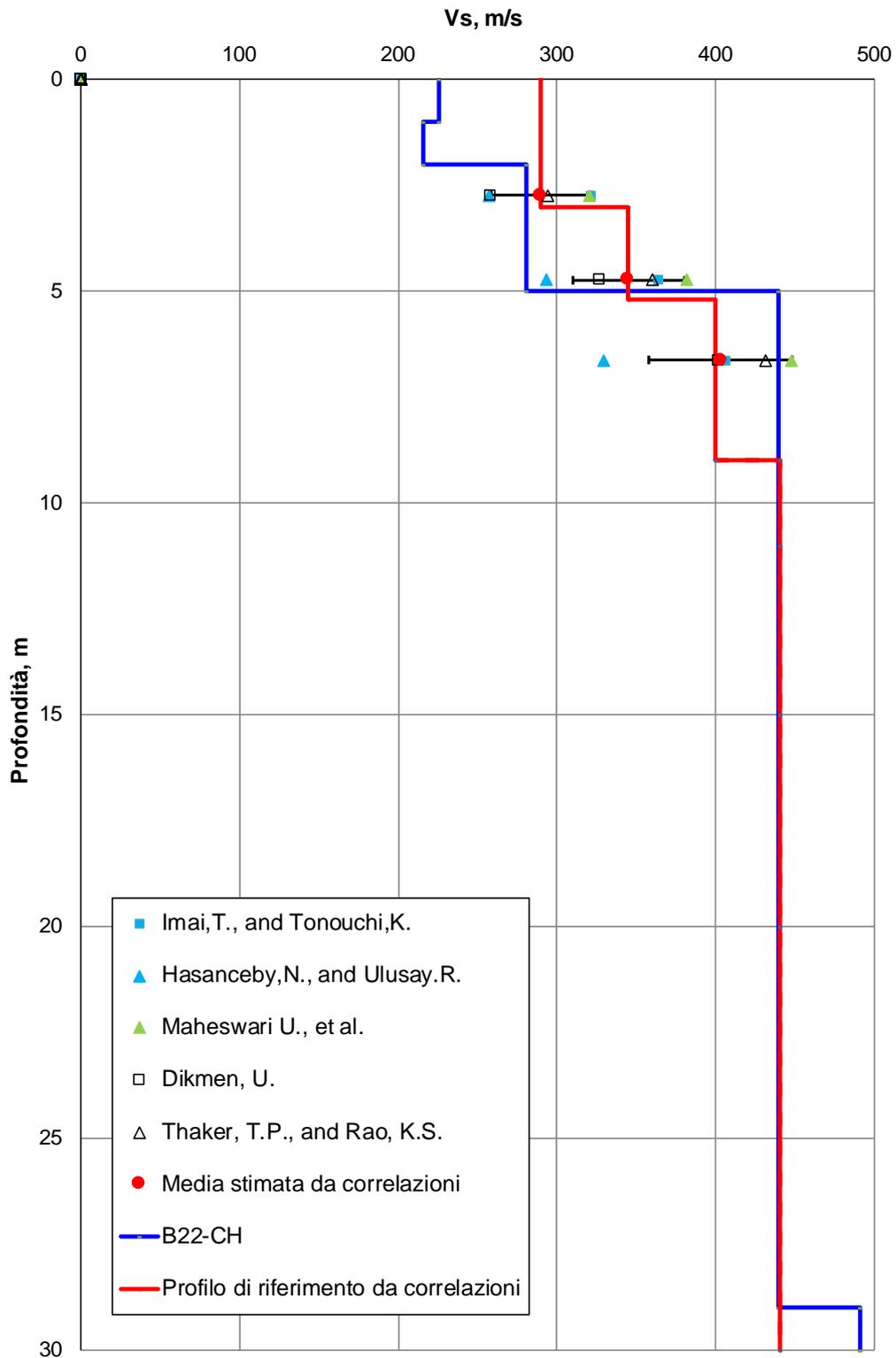


Figura A.17: Sondaggio B22 CH CC. Profilo V_s di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} e i risultati della prova di Cross-Hole (linea blu).

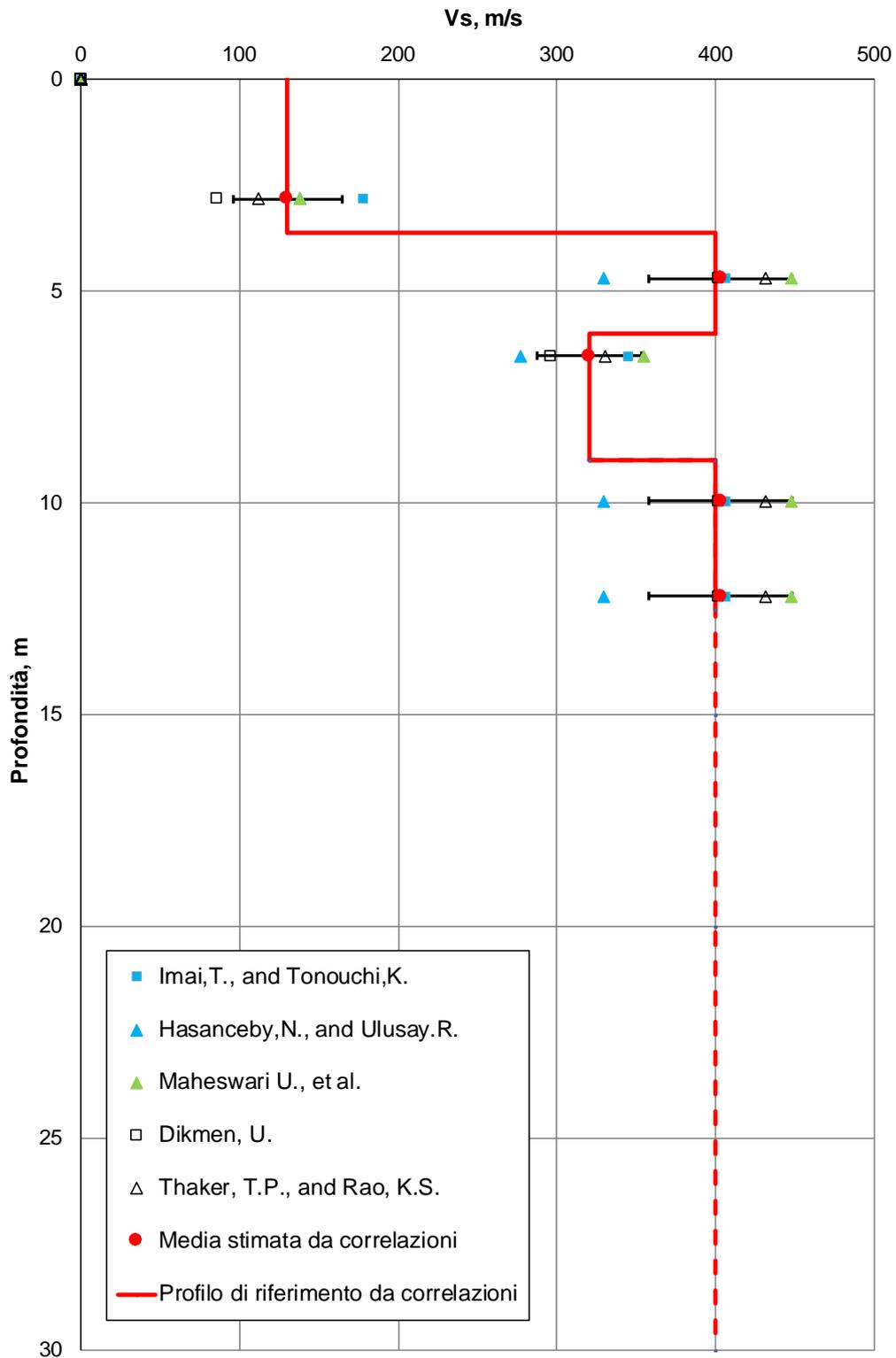


Figura A.18: Sondaggio B23 Pz. Profilo V_s di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} .

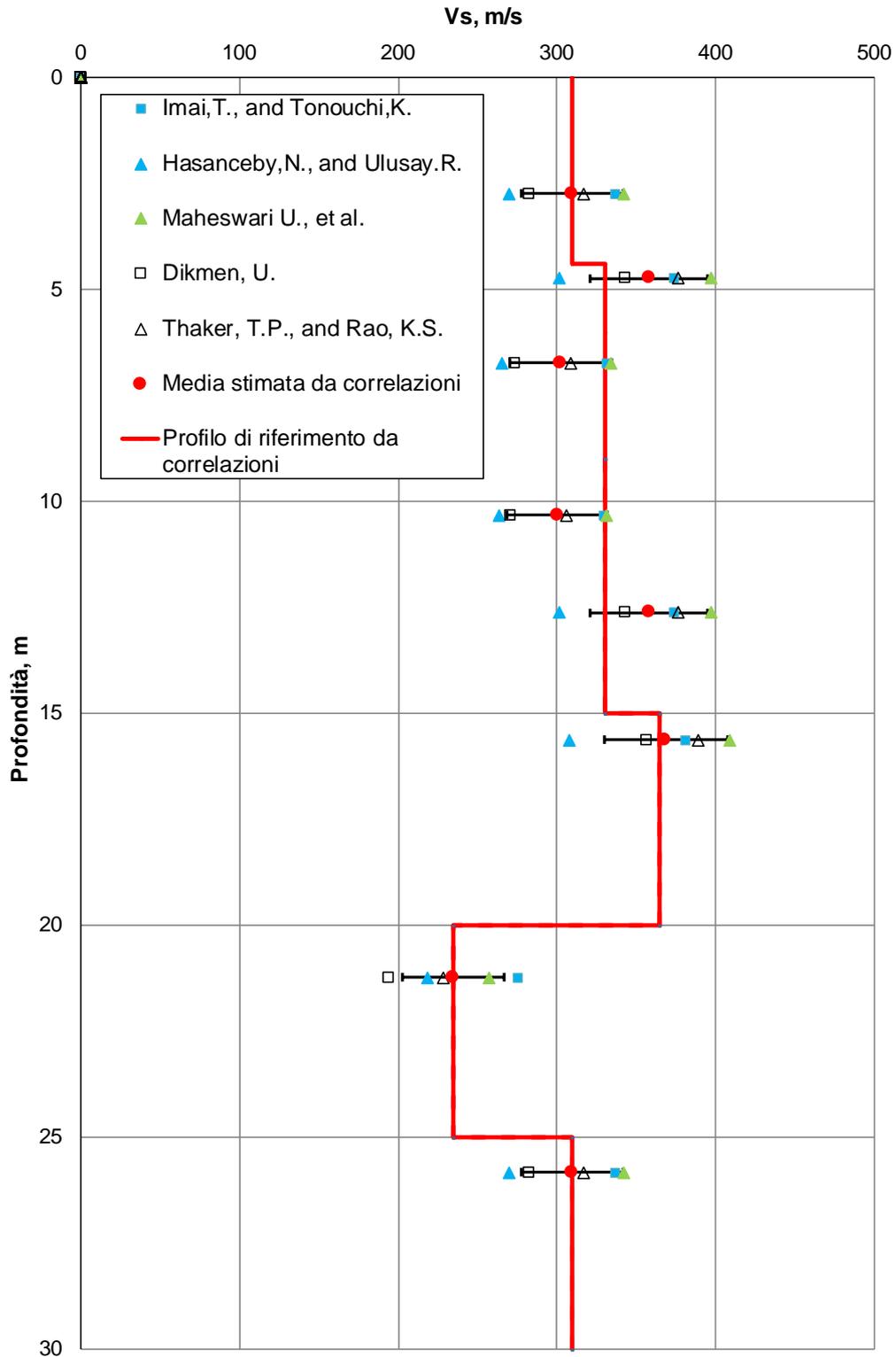


Figura A.19: Sondaggio B24 Pz. Profilo V_s di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} .

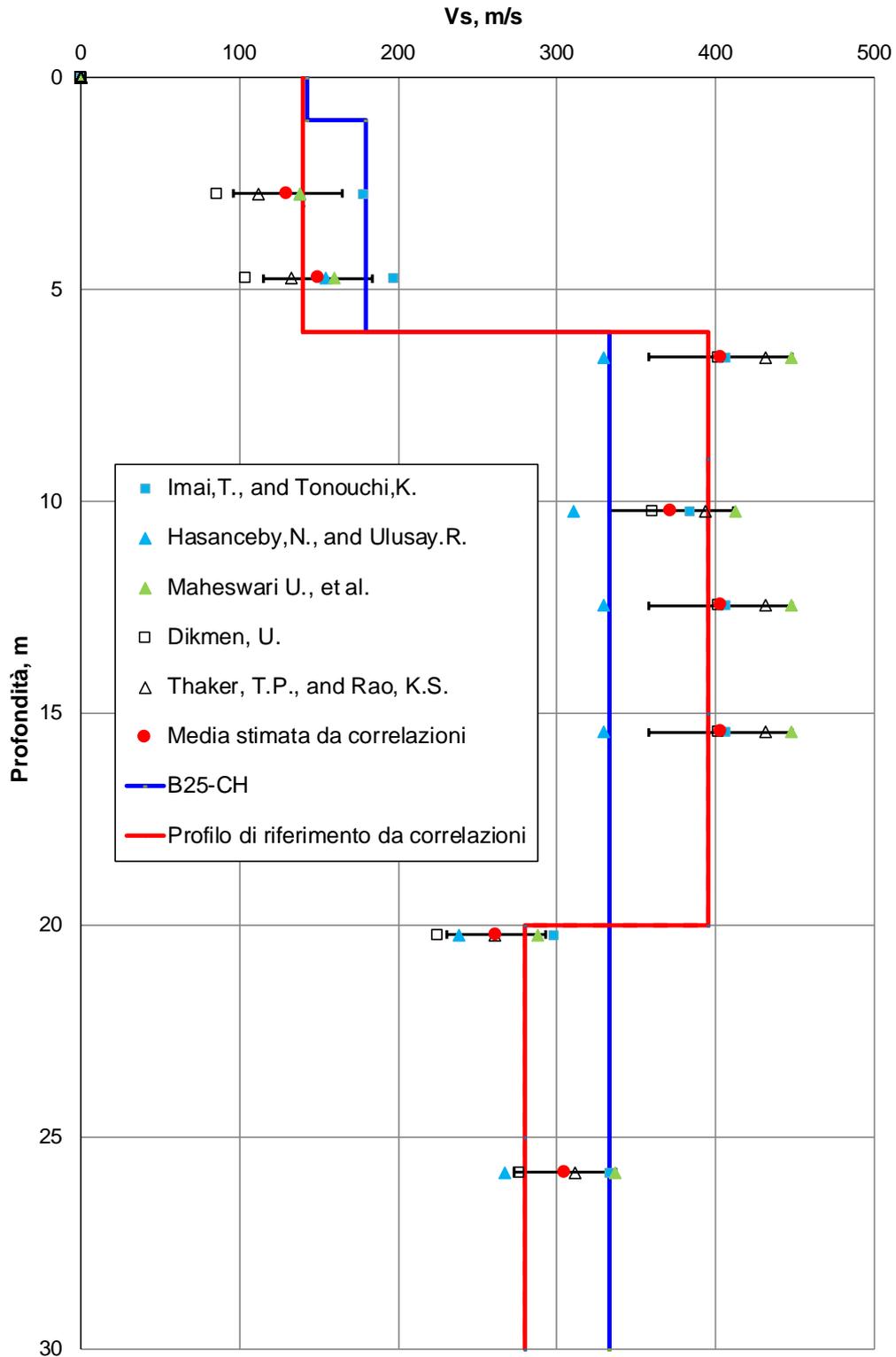


Figura A.20: Sondaggio B25 CH CC. Profilo V_s di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} e i risultati della prova di Cross-Hole (linea blu).

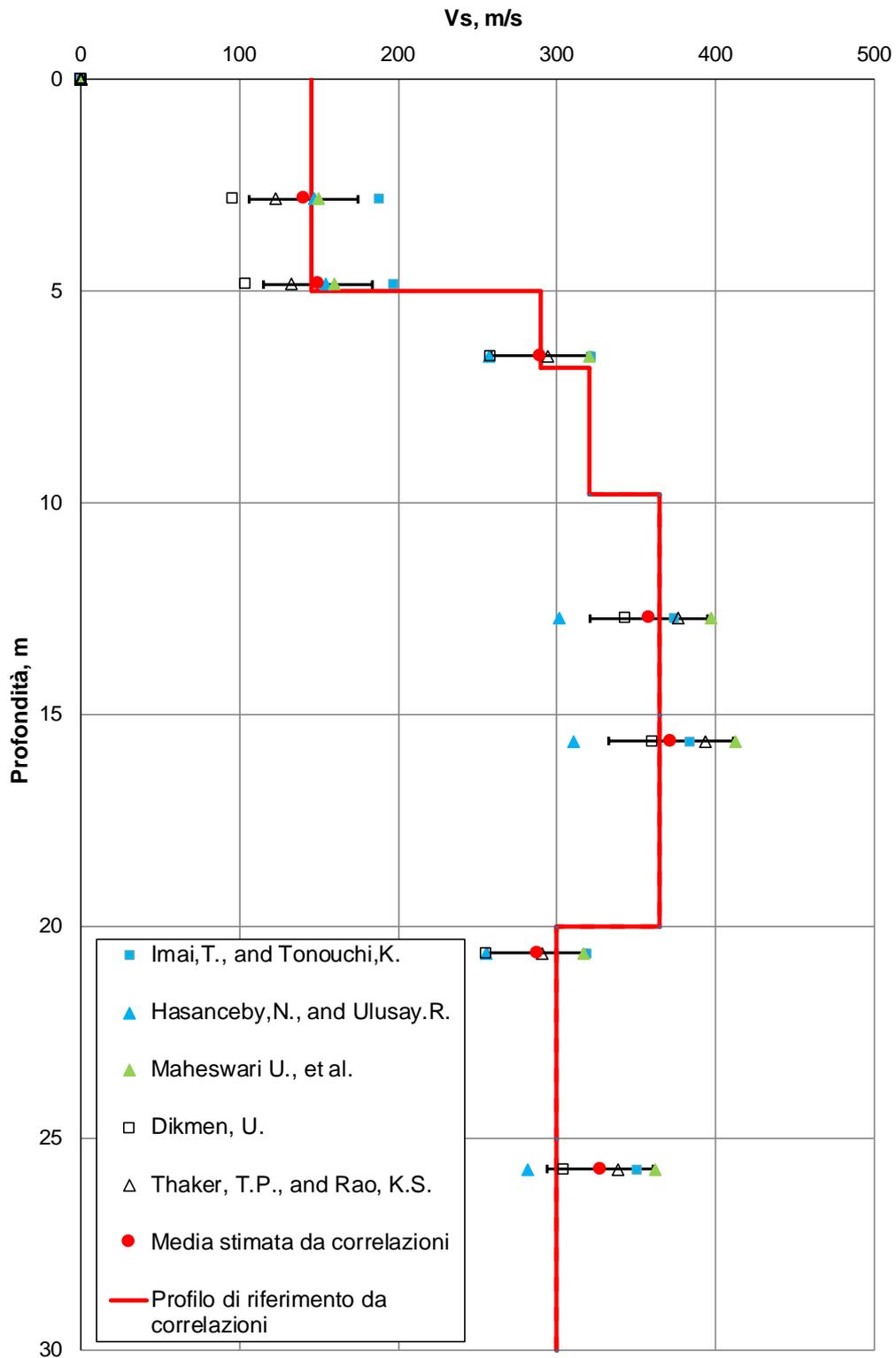


Figura A.21: Sondaggio B26 Pz. Profilo V_s di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} .

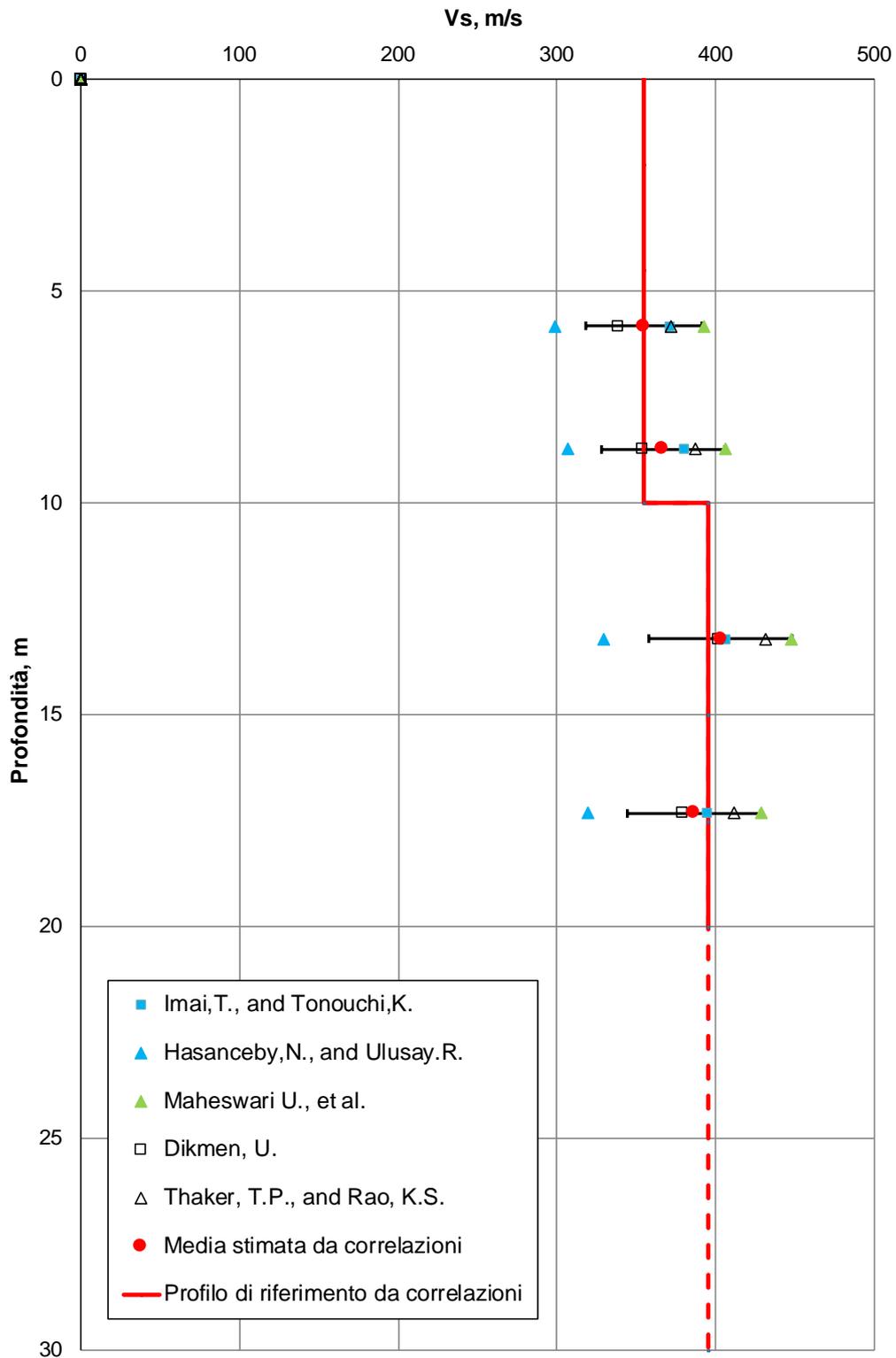


Figura A.22: Sondaggio B27 Pz. Profilo V_s di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} .

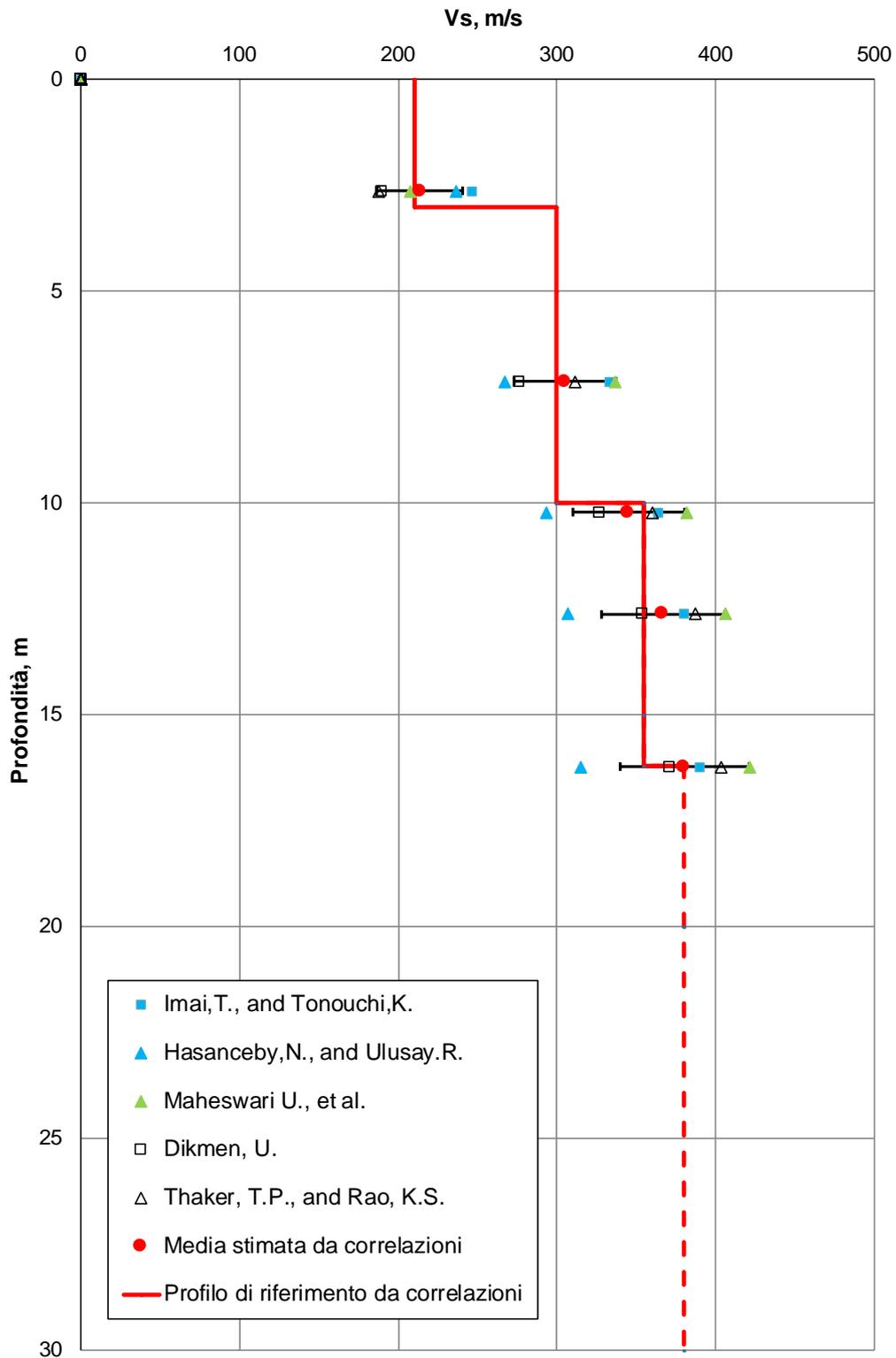


Figura A.23: Sondaggio B28 Pz. Profilo V_s di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} .

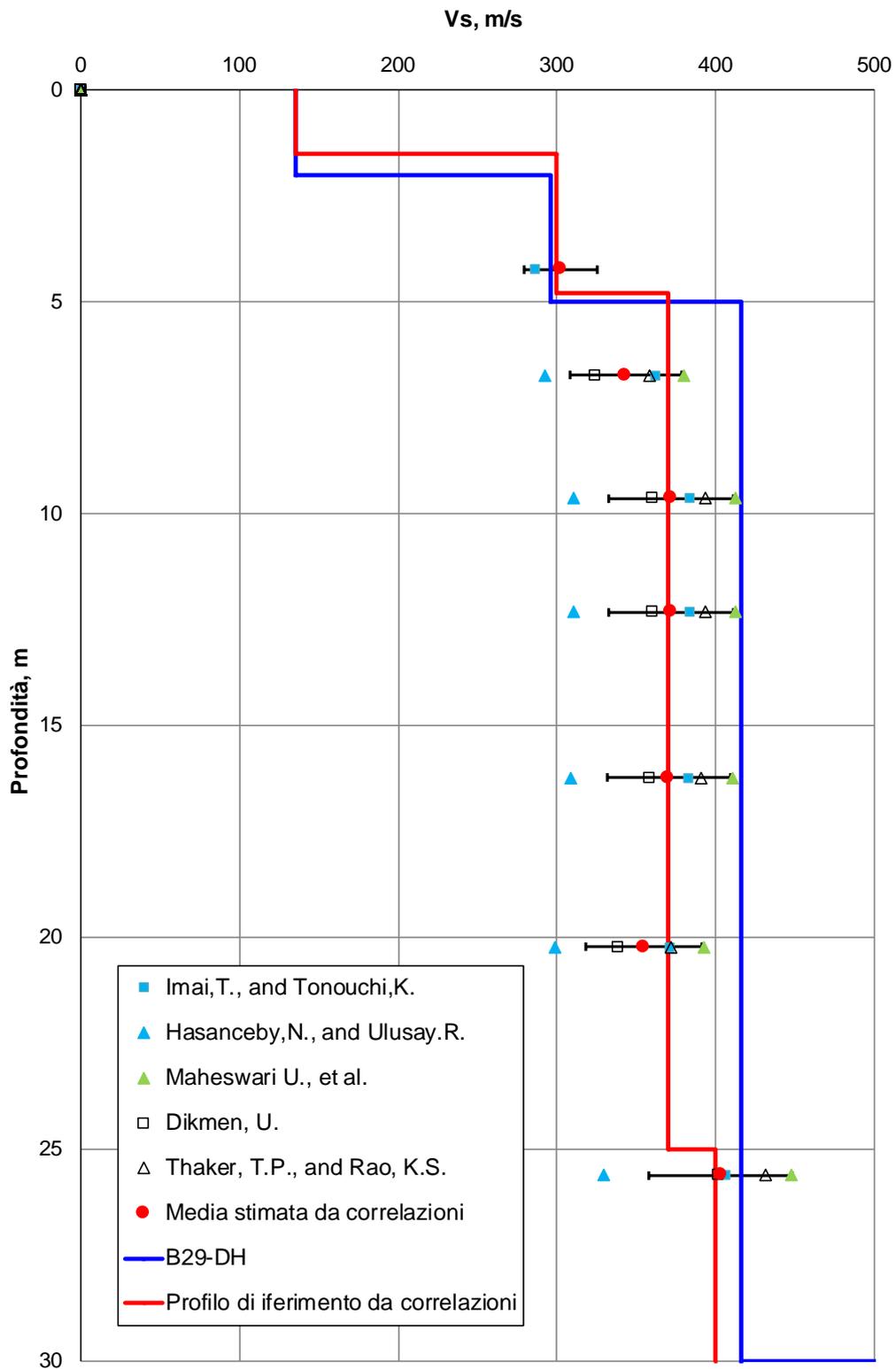
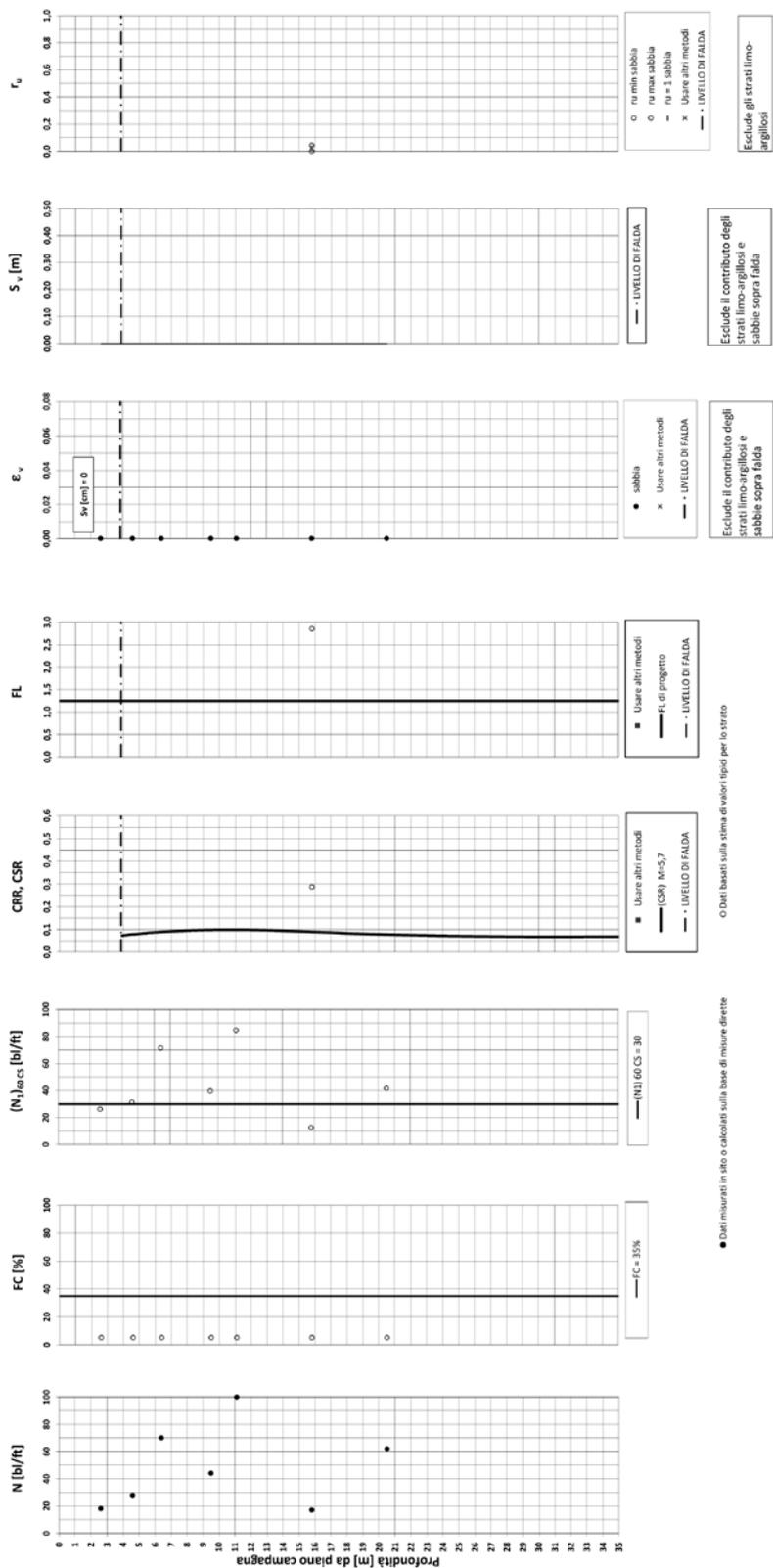


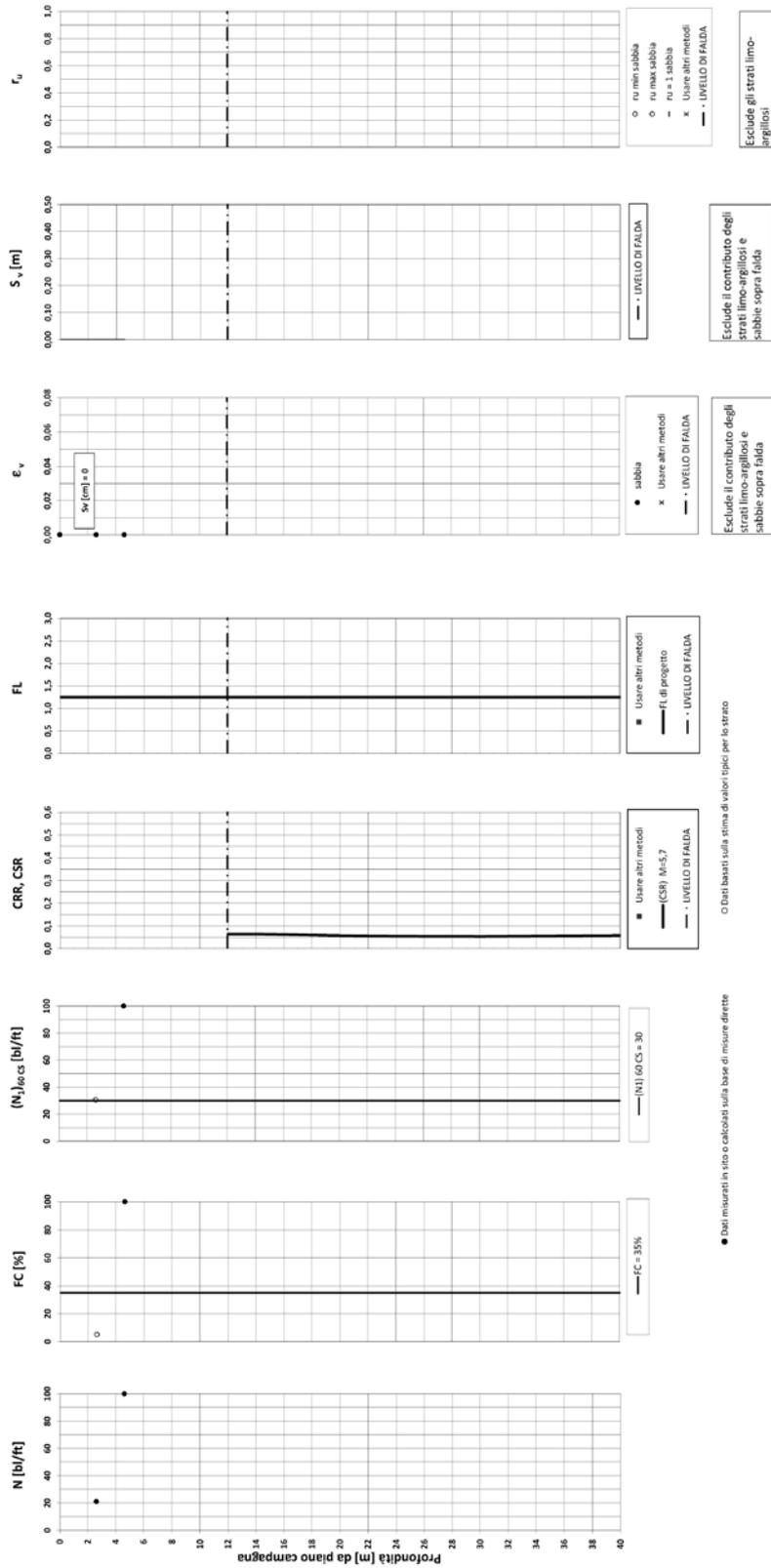
Figura A.24: Sondaggio B29 DH. Profilo V_s di riferimento (linea rossa) a confronto con dati di correlazione su valori N_{SPT} e i risultati della prova di Down-Hole (linea blu).

APPENDICE B
VERIFICA A LIQUEFAZIONE SU PROVE SPT

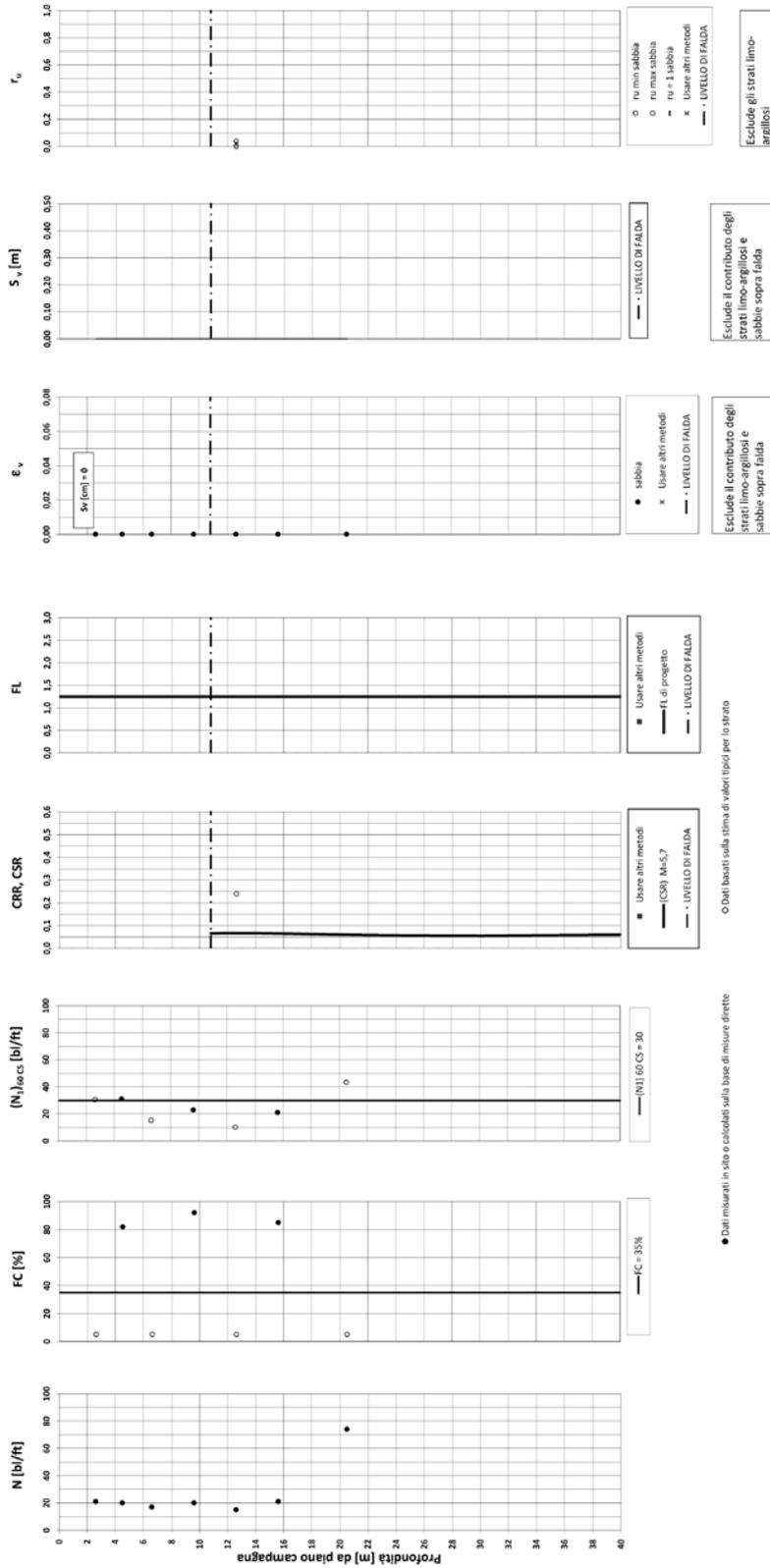
Verduno (CN) - Collegamento autostradale A33: Asti - Cuneo. Tronco II – Lotto 6A. - Prova B02 INCL
 Amax_calc / g = 0.114 M_calc = 5,7 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,1
 Sovraccarico = 0 kPa



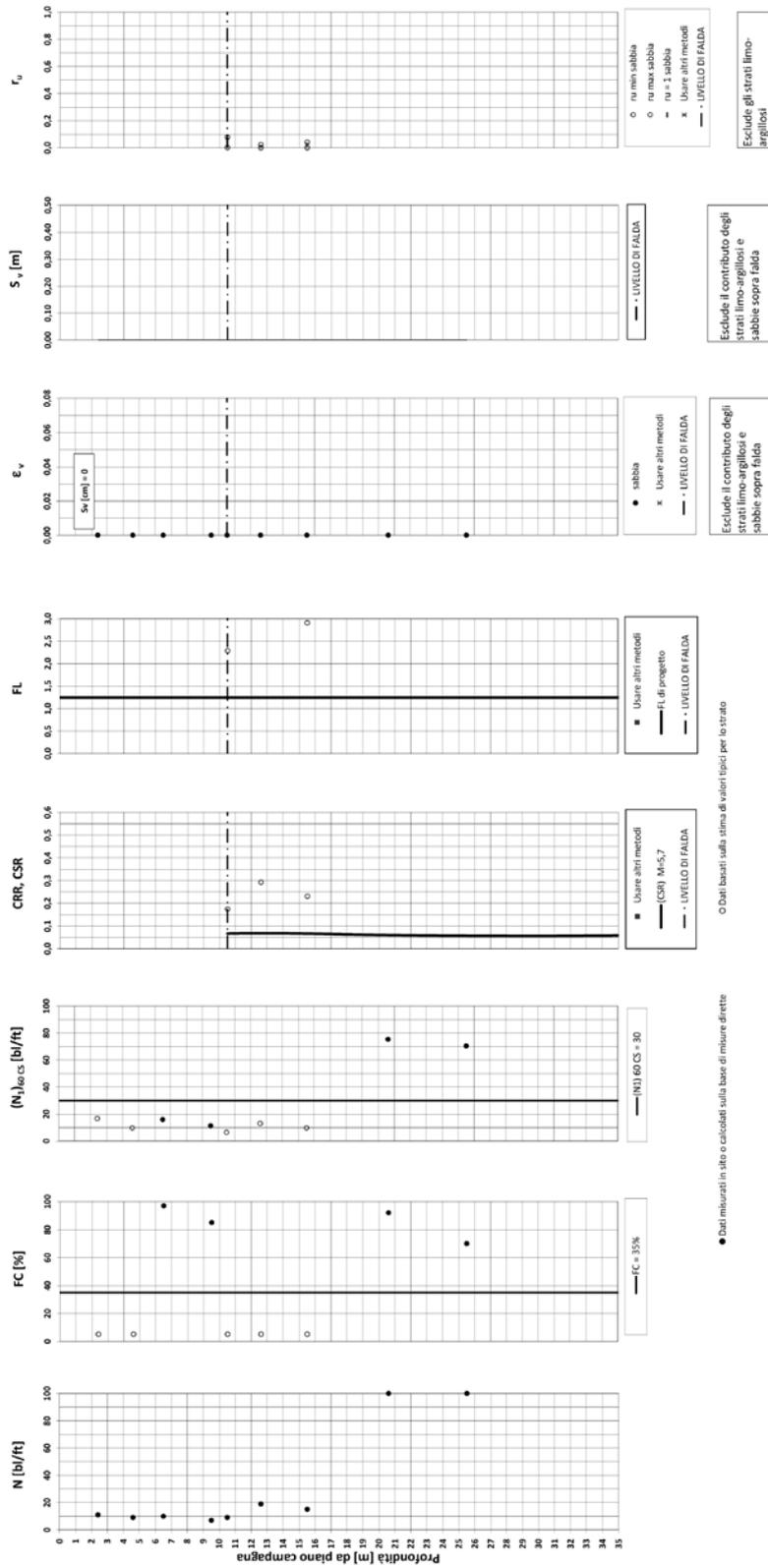
Verduno (CN) - Collegamento autostradale A33: Asti - Cuneo. Tronco II – Lotto 6A. - Prova B05 DH
 Amax_calc/g = 0.114 M_calc = 5,7 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,1
 Sovraccarico = 0 kPa



Verduno (CN) - Collegamento autostradale A33: Asti - Cuneo. Tronco II – Lotto 6A. - Prova B06 INCL
 Amax_calc/g = 0.114 M_calc = 5,7 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,1
 Sovraccarico = 0 kPa



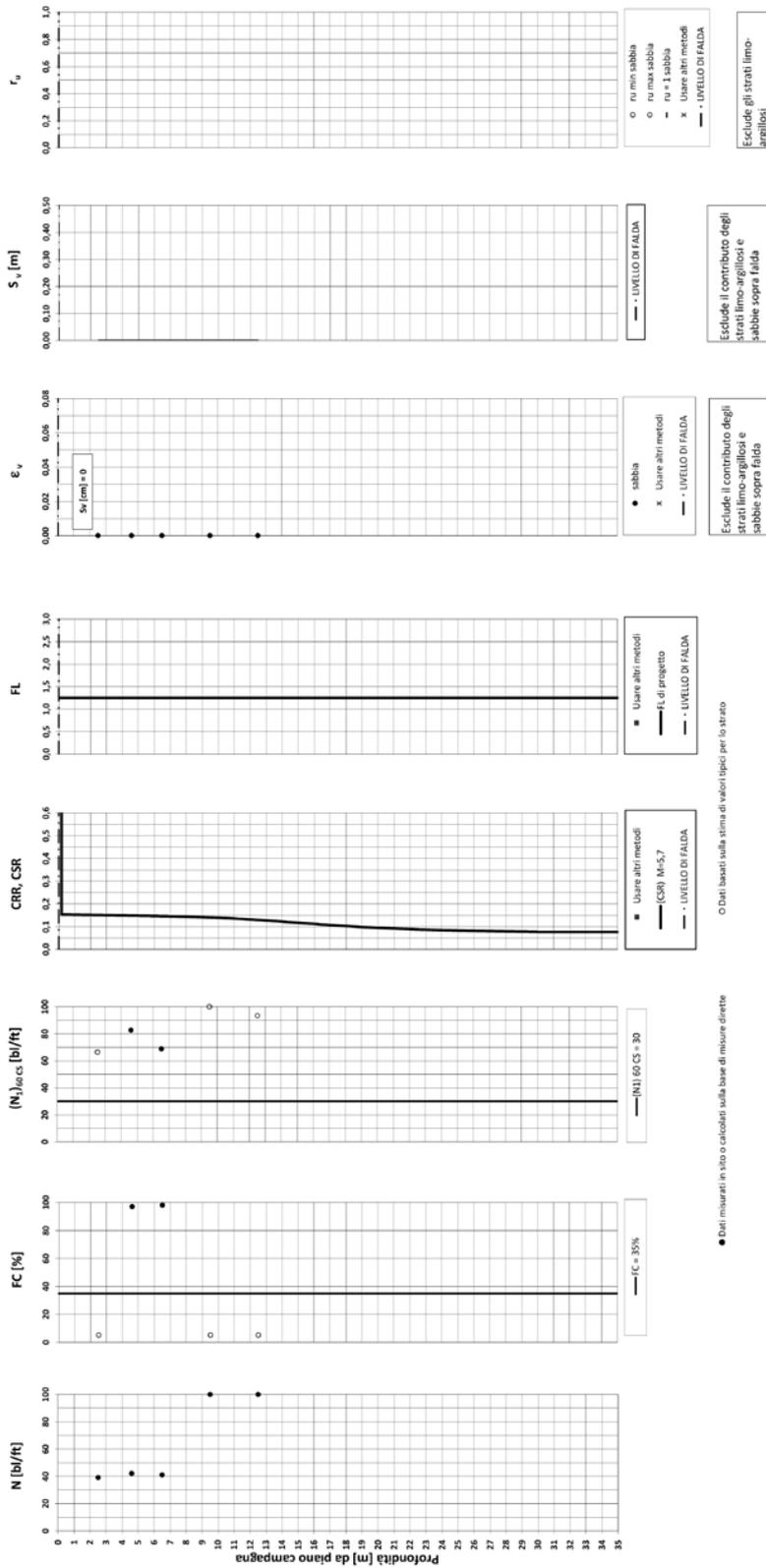
Verduno (CN) - Collegamento autostradale A33: Asti - Cuneo. Tronco II – Lotto 6A. - Prova B07
 Amax_calc/g = 0.114 M_calc = 5.7 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2.1
 Sovraccarico = 0 kPa



Verduno (CN) - Collegamento autostradale A33: Asti - Cuneo, Tronco II – Lotto 6A. - Prova B09 Pz

$A_{max_calc}/g = 0.114$ $M_calc = 5.7$ **Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001** $MSF = 2.1$

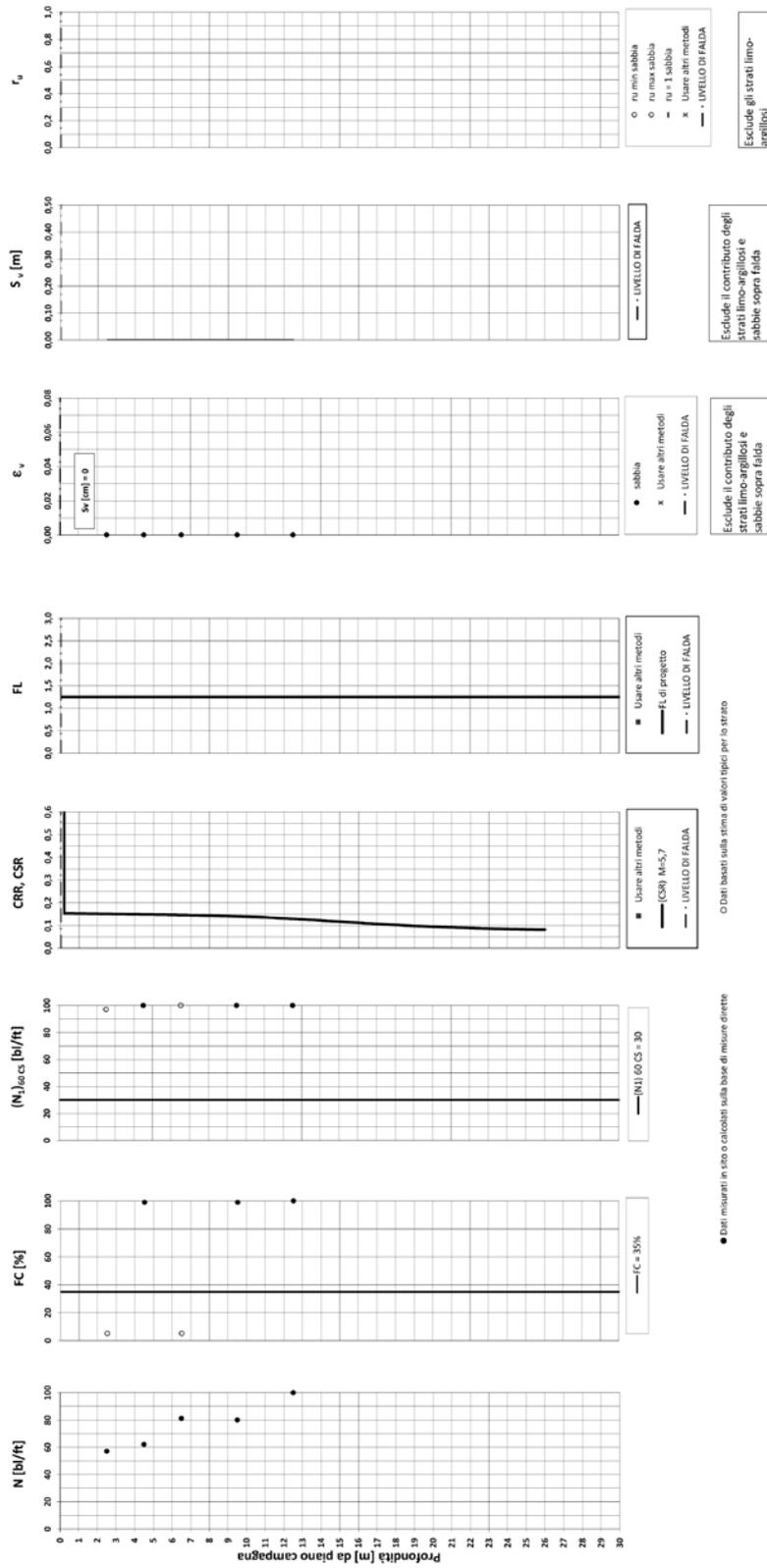
Sovraccarico = 0 kPa



Verduno (CN) - Collegamento autostradale A33: Asti - Cuneo. Tronco II – Lotto 6A. - Prova B10

Amax_calc / g = 0.114 M_calc = 5,7 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,1

Sovraccarico = 0 kPa



O Dati basati sulla stima di valori tipici per lo strato

● Dati misurati in sito o calcolati sulla base di misure dirette

— - LIVELLO DI FALDA

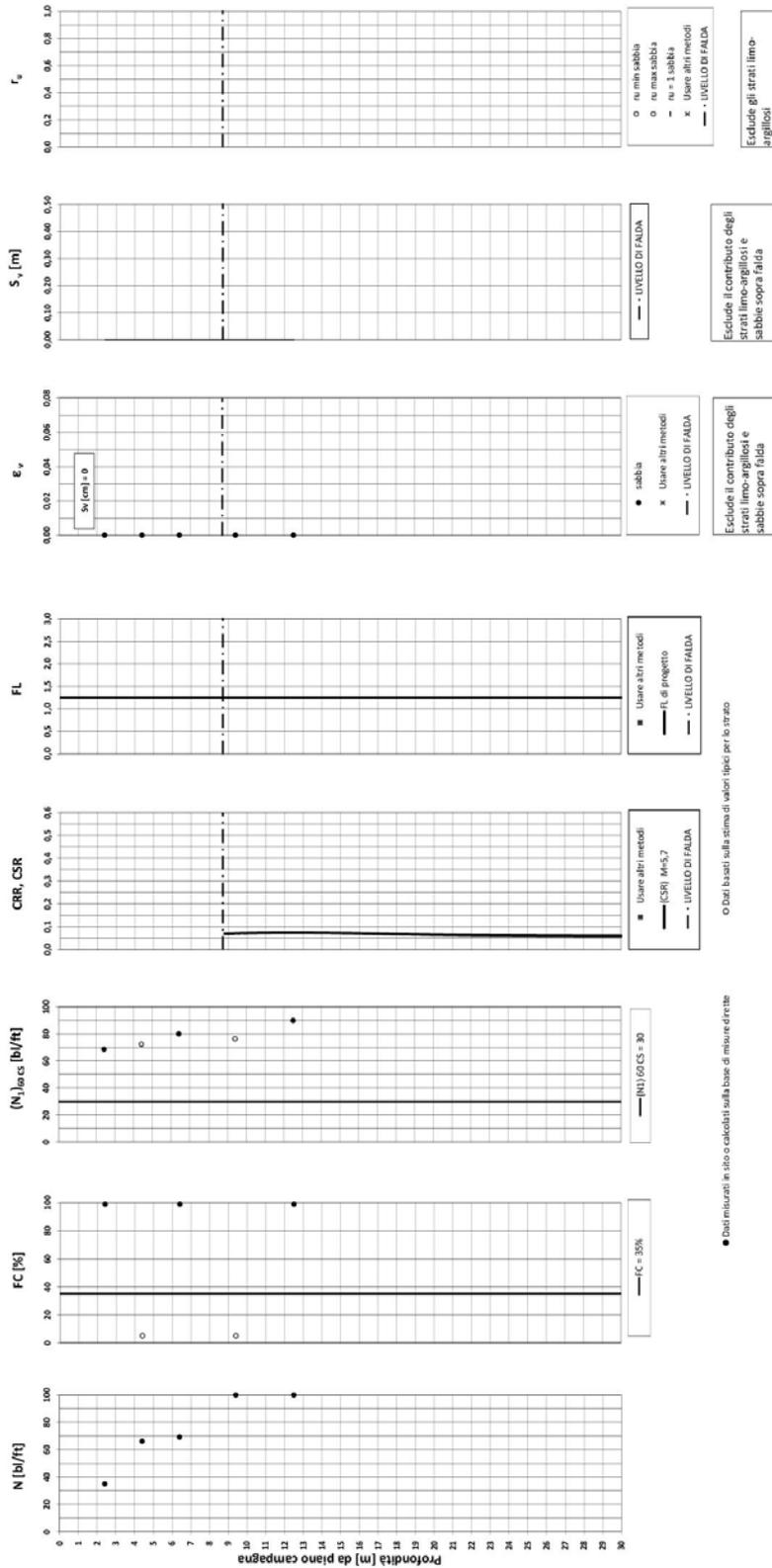
Esclude il contributo degli strati limo-argillosi e sabbie sopra falda

Esclude il contributo degli strati limo-argillosi

Verduno (CN) - Collegamento autostradale A33: Asti - Cuneo. Tronco II - Lotto 6A. - Prova B11 CH

Amax_calc/g = 0.114 M_calc = 5.7 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2.1

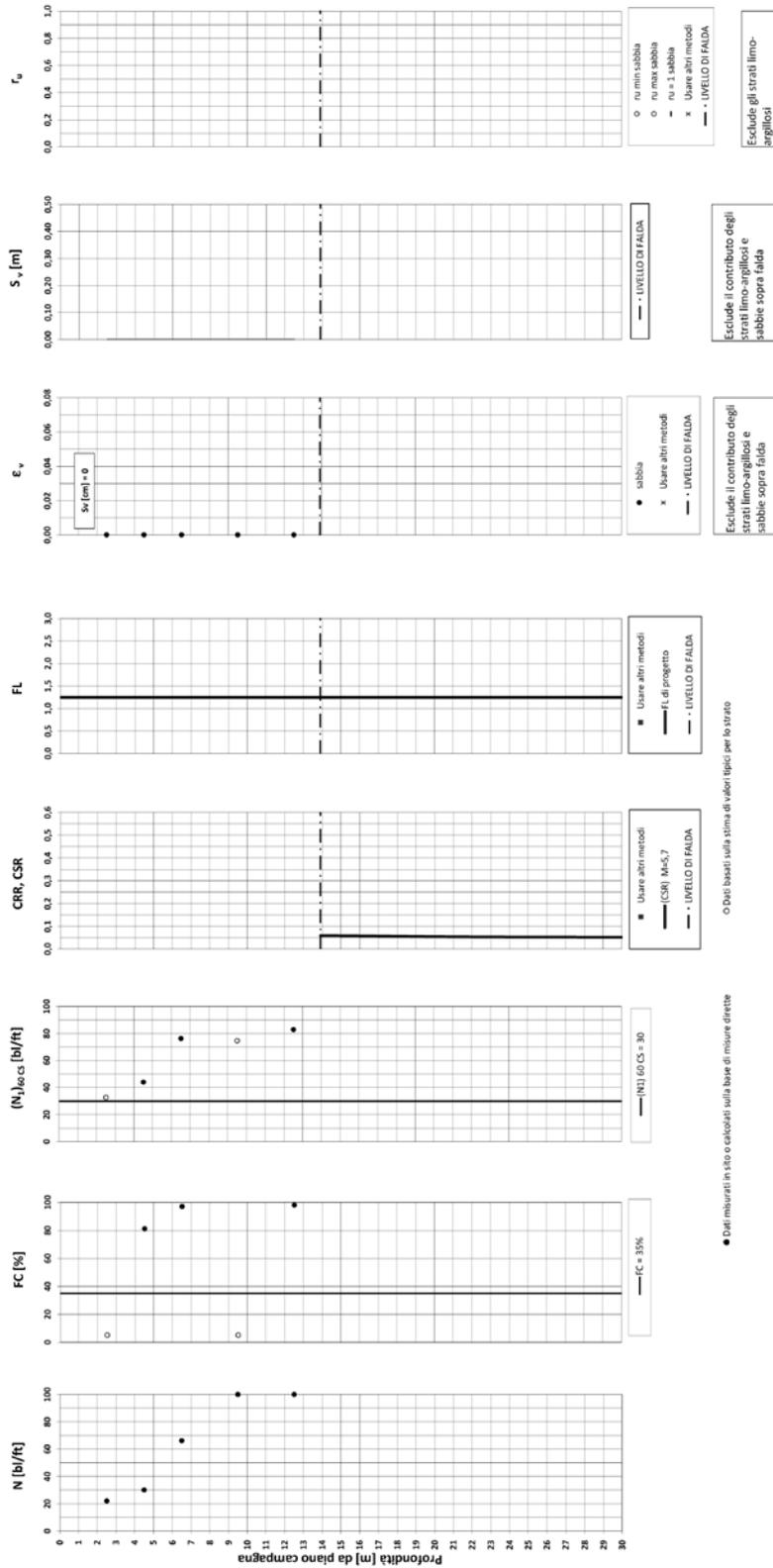
Sovraccarico = 0 kPa



Verduno (CN) - Collegamento autostradale A33: Asti - Cuneo, Tronco II - Lotto 6A. - Prova B12 INCL

Amax_calc / g = 0.114 M_calc = 5,7 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,1

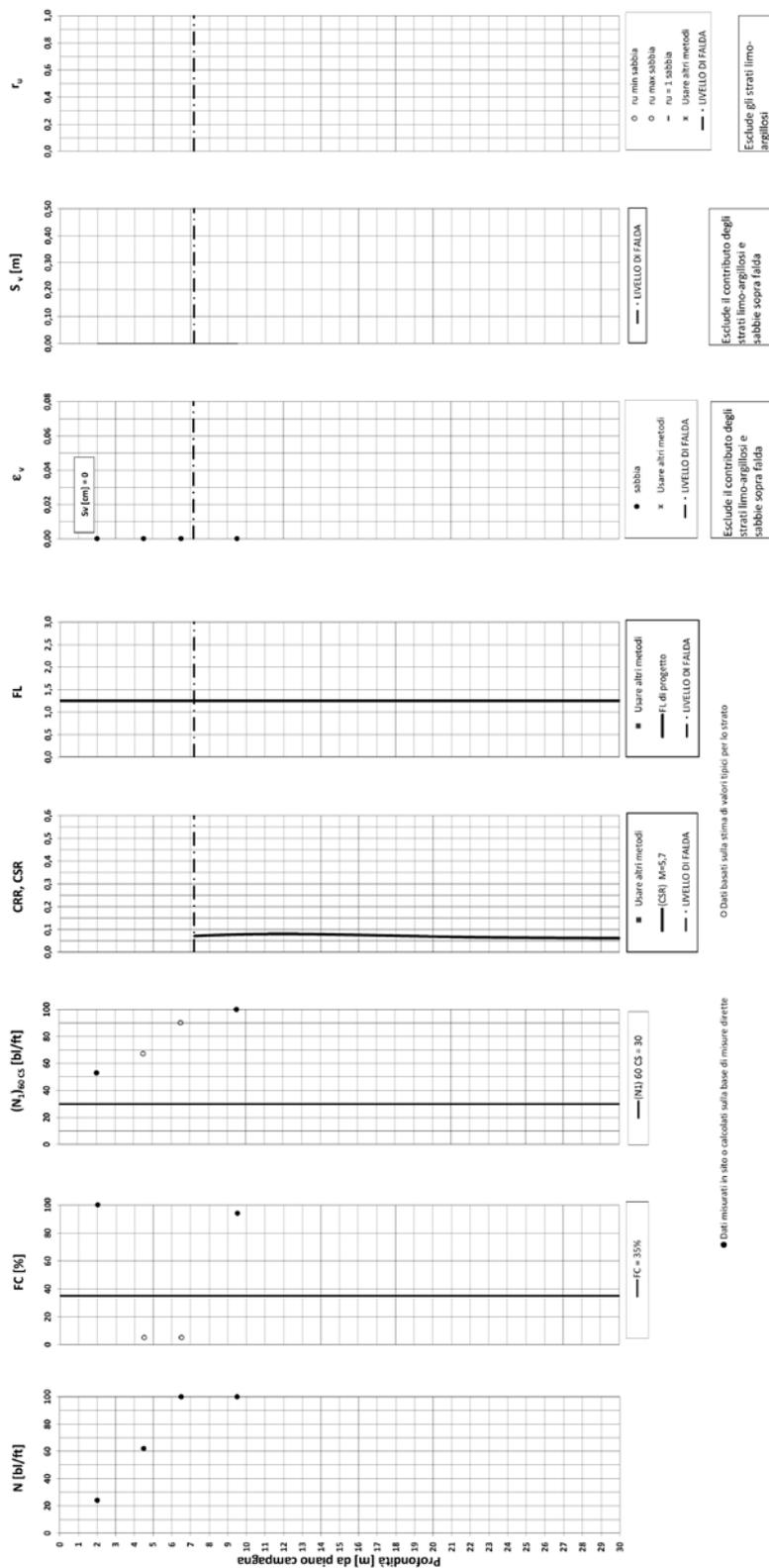
Sovraccarico = 0 kPa



Verduno (CN) - Collegamento autostradale A33: Asti - Cuneo, Tronco II – Lotto 6A. - Prova B13 INCL

A_{max,calc} / g = 0.114 M_{calc} = 5,7 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,1

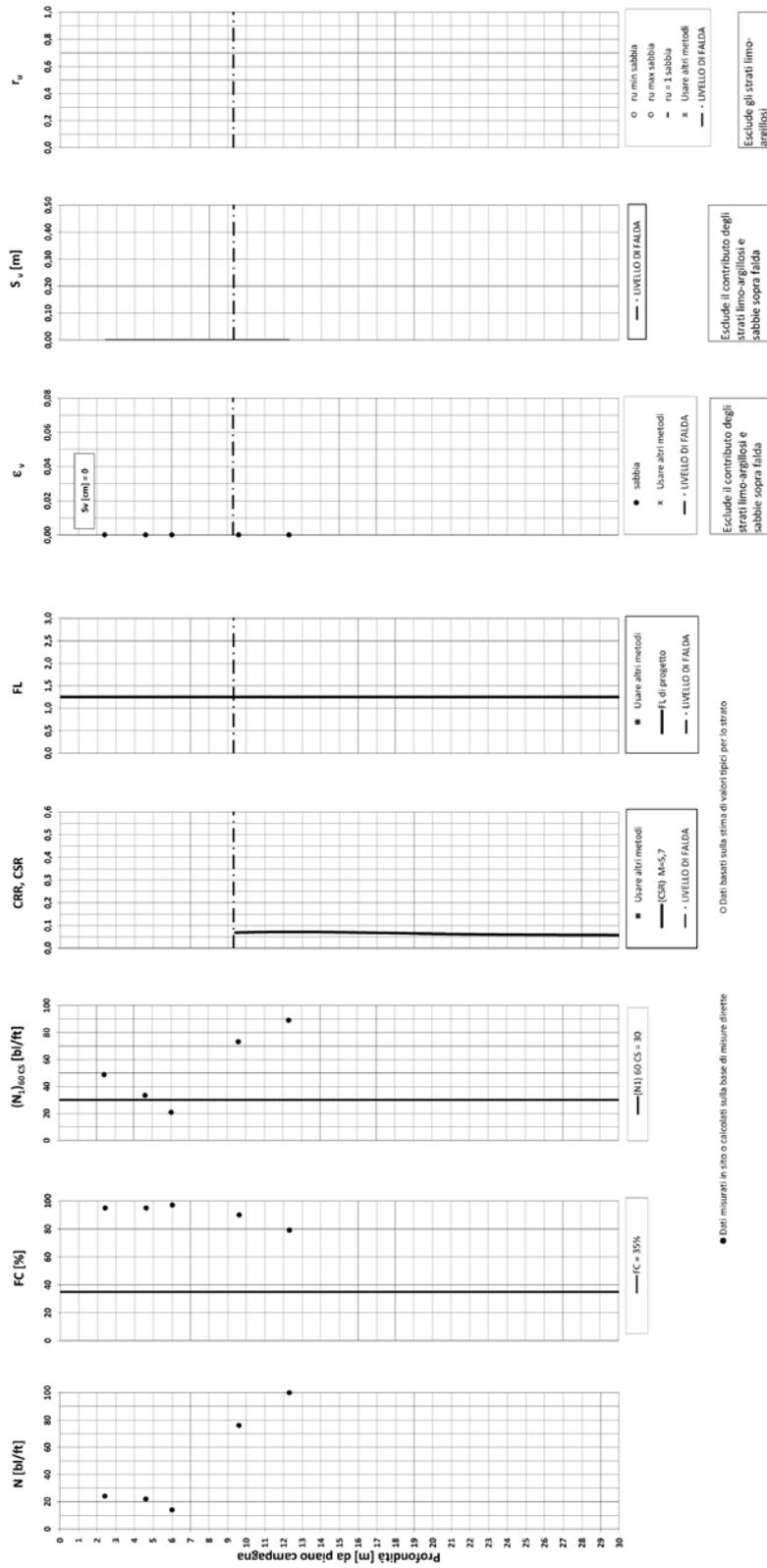
Sovraccarico = 0 kPa



Verduno (CN) - Collegamento autostradale A33: Asti - Cuneo. Tronco II – Lotto 6A. - Prova B14

Amax_calc/g = 0.114 M_calc = 5,7 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,1

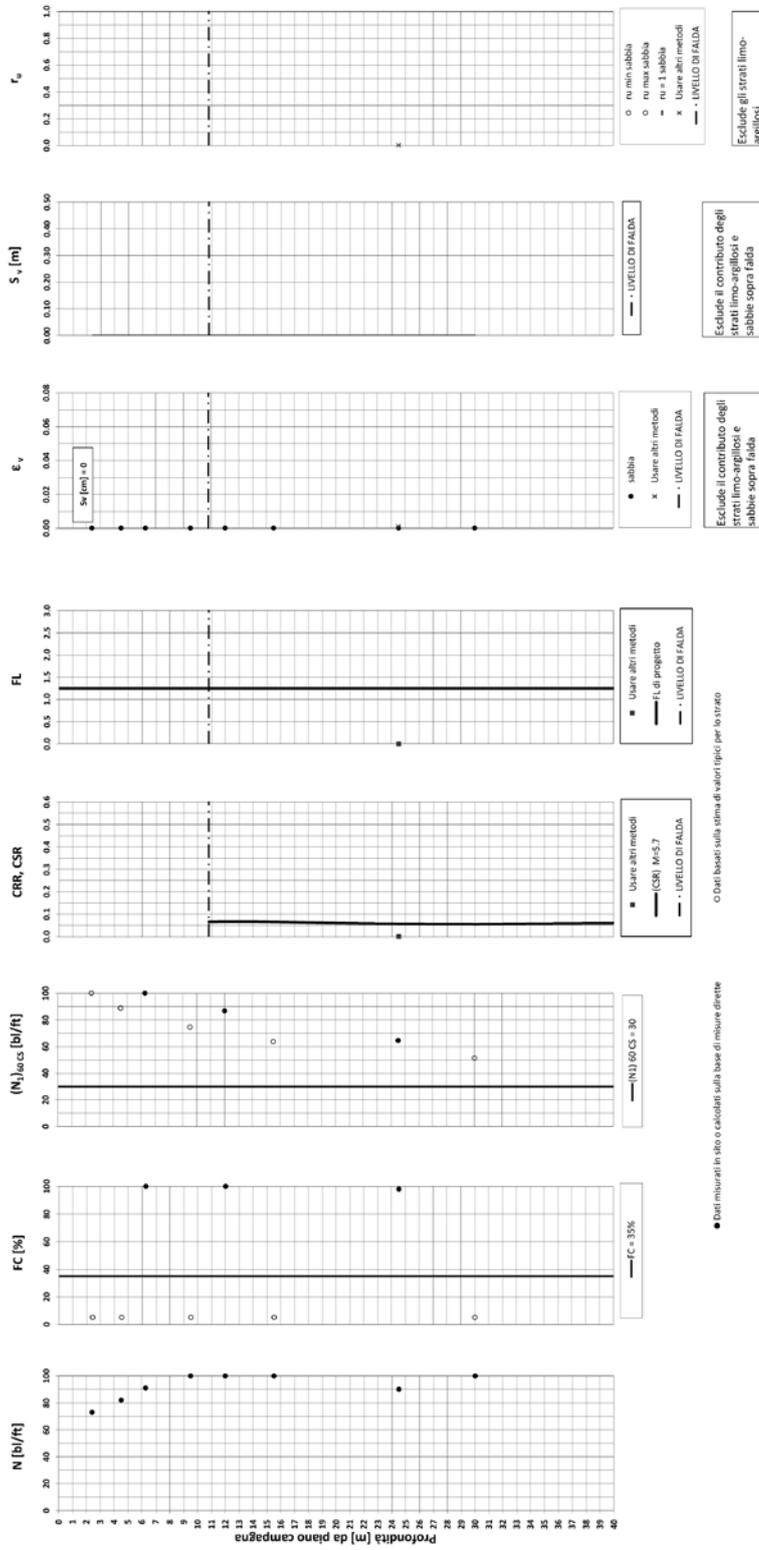
Sovraccarico = 0 kPa



Verduno (CN) - Collegamento autostradale A33- Asti - Cuneo. Tronco II - Lotto 6A. - Prova B16 INCL

Amax_calc/g = 0.114 M_calc = 5.7 Approccio NICEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2.1

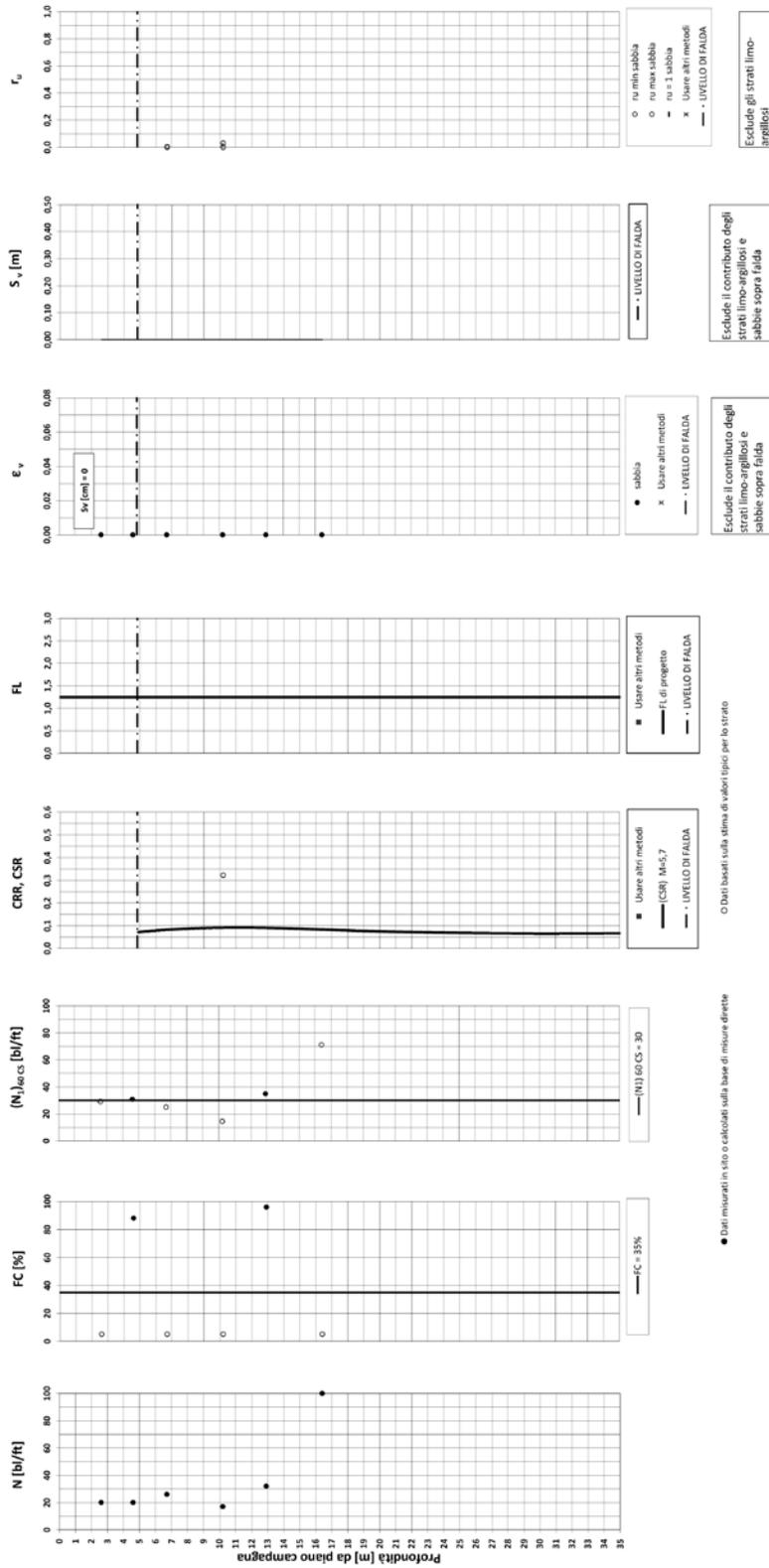
Sovraccarico = 0 kPa



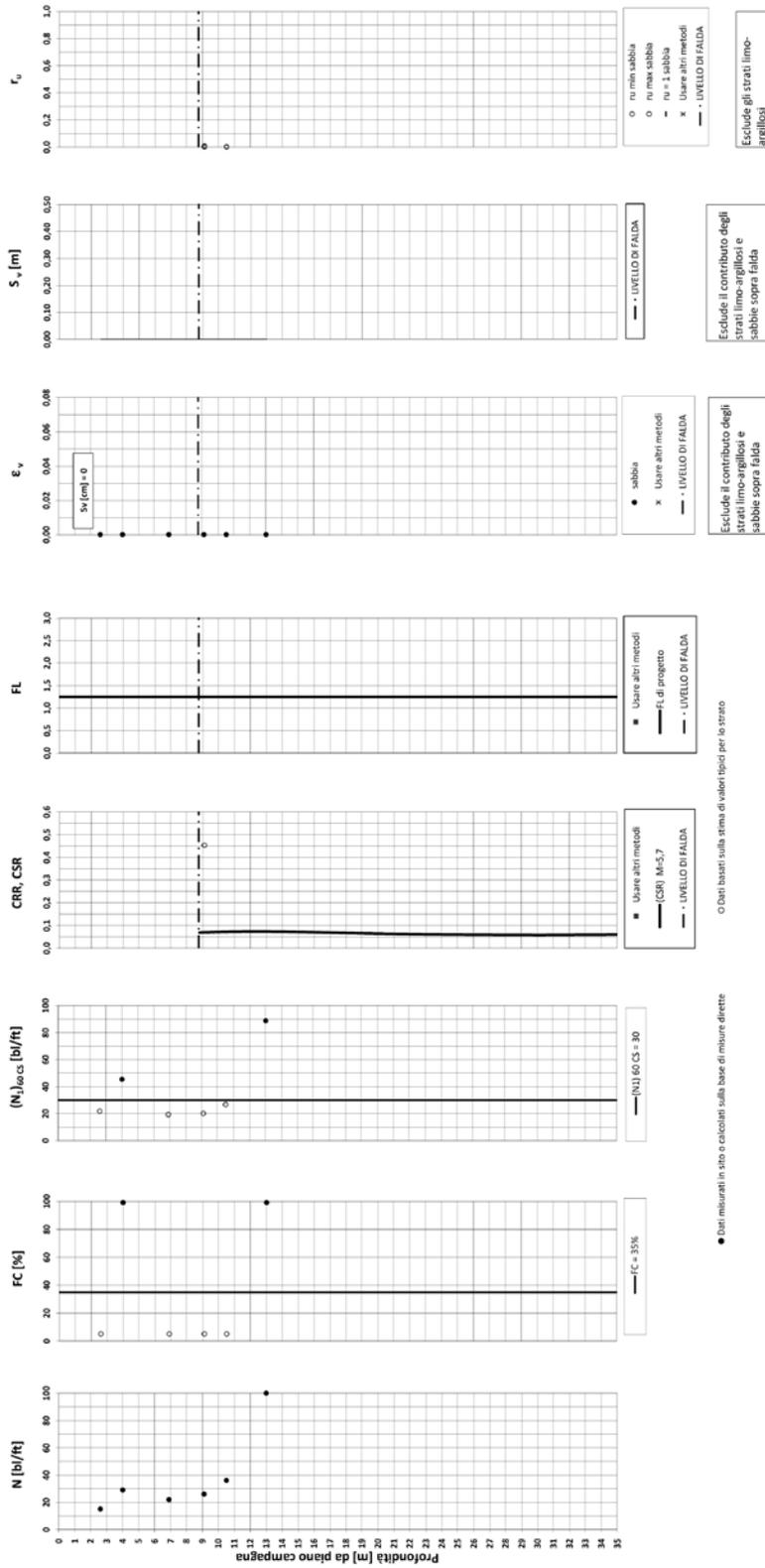
Verduno (CN) - Collegamento autostradale A33: Asti - Cuneo, Tronco II - Lotto 6A. - Prova B19 Pz

Amax_calc / g = 0.114 M_calc = 5,7 Approccio NCEE 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,1

Sovraccarico = 0 kPa



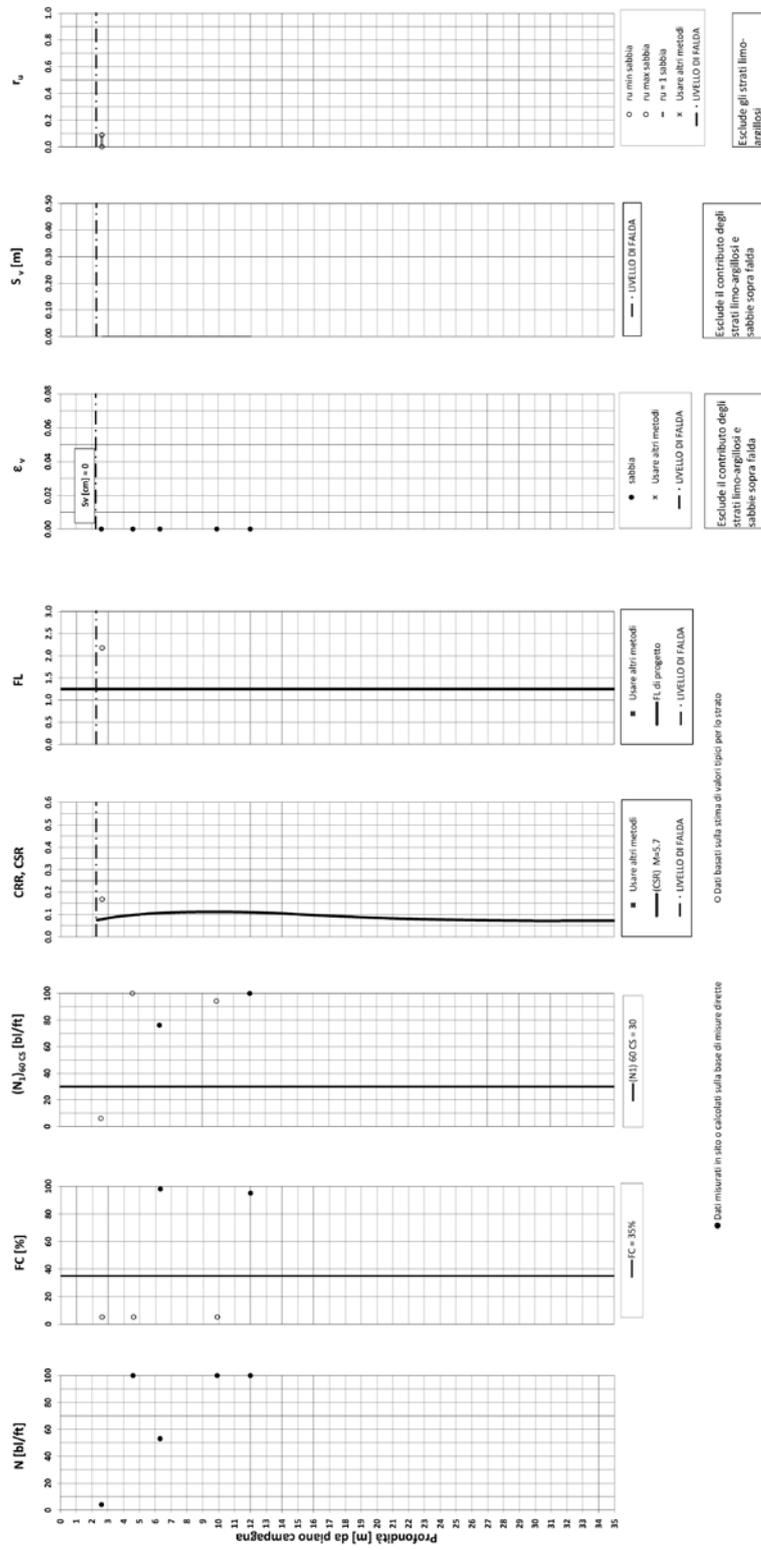
Verduno (CN) - Collegamento autostradale A33- Asti - Cuneo. Tronco II – Lotto 6A. - Prova B20 Pz
 Amax_calc / g = 0.114 M_calc = 5,7 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,1
 Sovraccarico = 0 kPa



Verduno (CN) - Collegamento autostradale A33: Asti - Cuneo. Tronco II – Lotto 6A. - Prova B23 Pz

Amax_calc/g = 0.114 M_calc = 5.7 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2.1

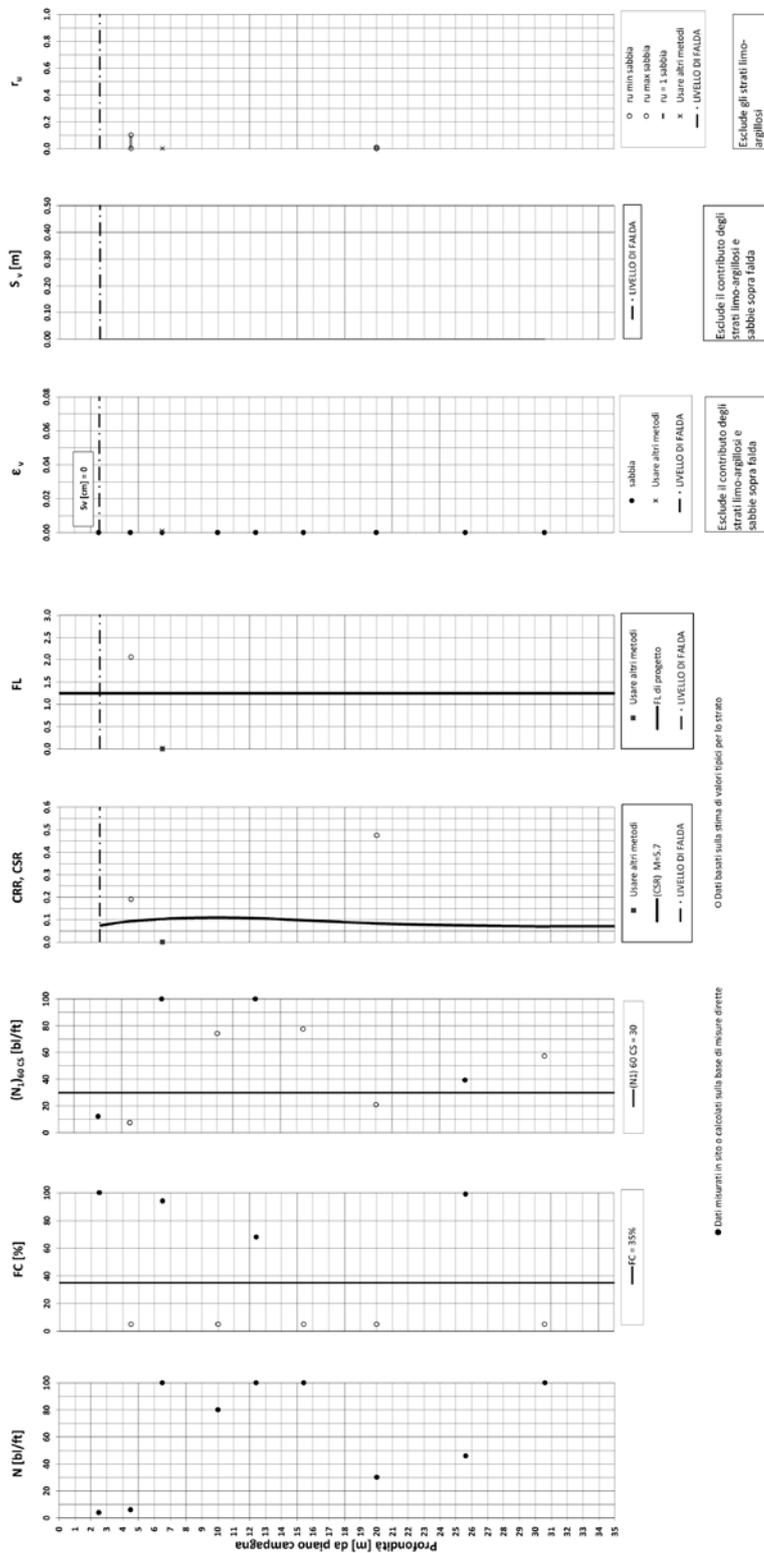
Sovraccarico = 0 kPa



Verduno (CN) - Collegamento autostradale A33: Asti - Cuneo. Tronco II – Lotto 6A. - Prova B25 CH CC

Amax_calc/g = 0.114 M_calc = 5.7 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2.1

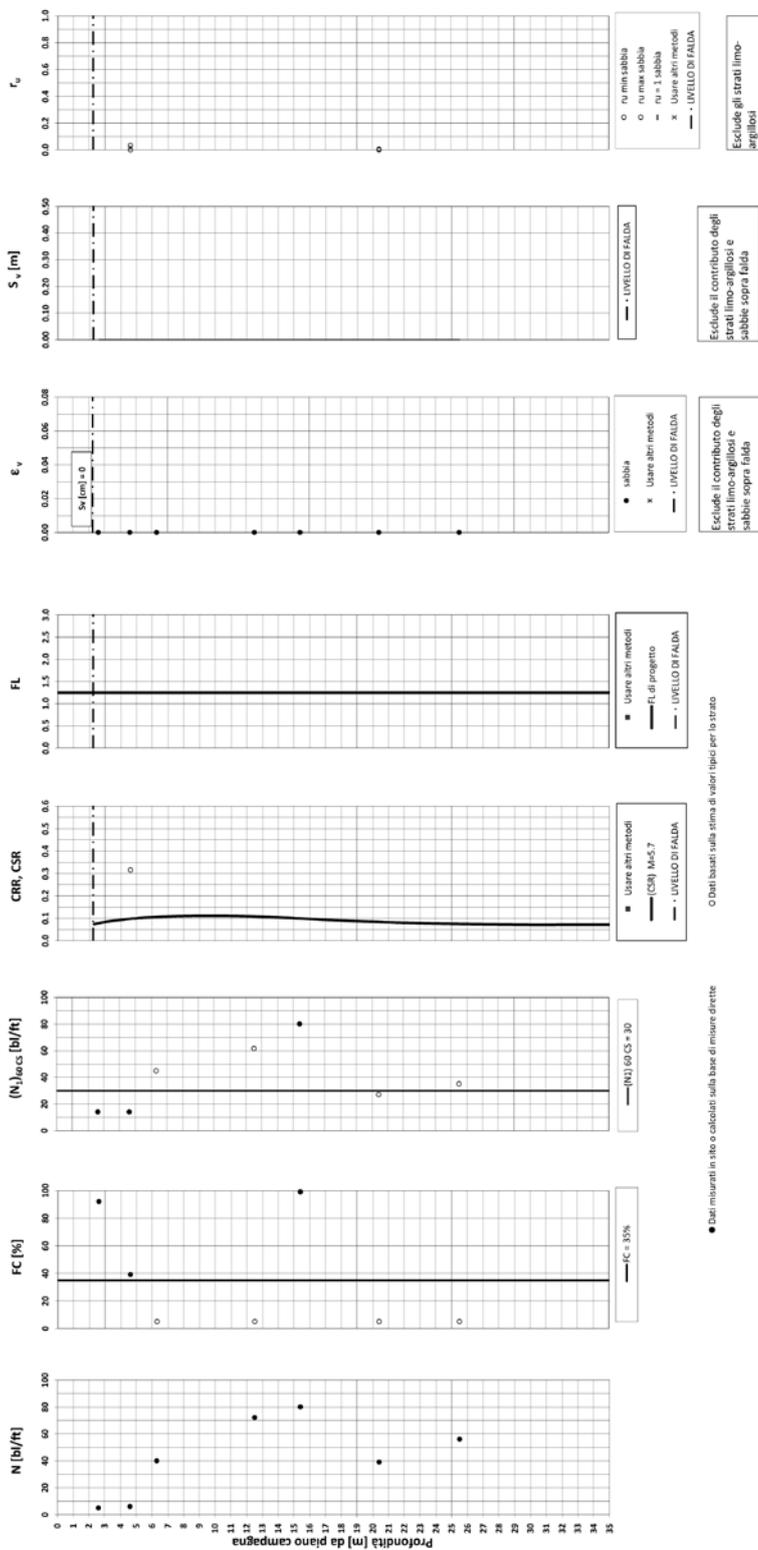
Sovraccarico = 0 kPa



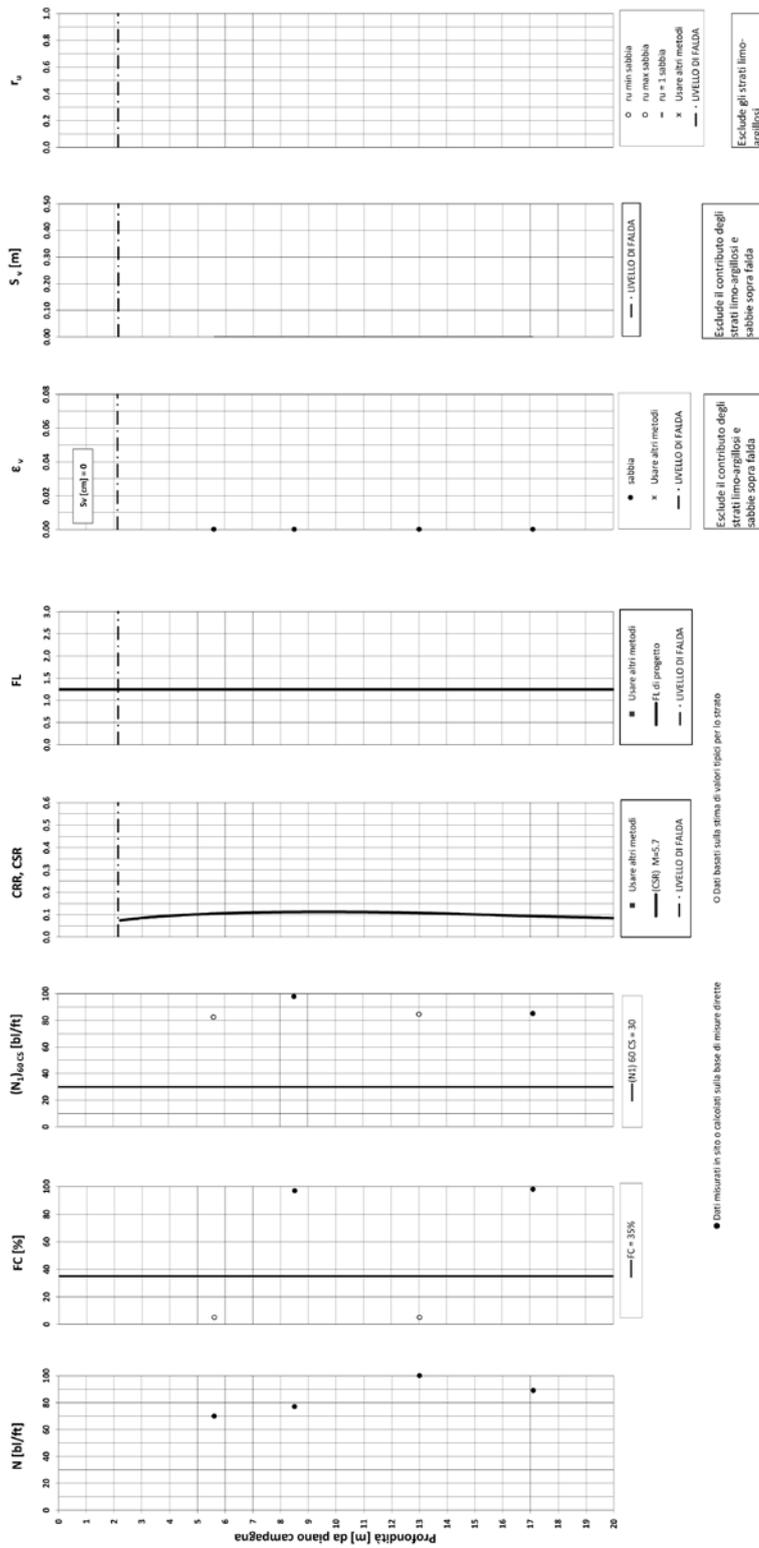
Verduno (CN) - Collegamento autostradale A33: Asti - Cuneo. Tronco II - Lotto 6A. - Prova B26 Pz

Amax_calc/g = 0.114 M_calc = 5.7 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2.1

Sovraccarico = 0 kPa



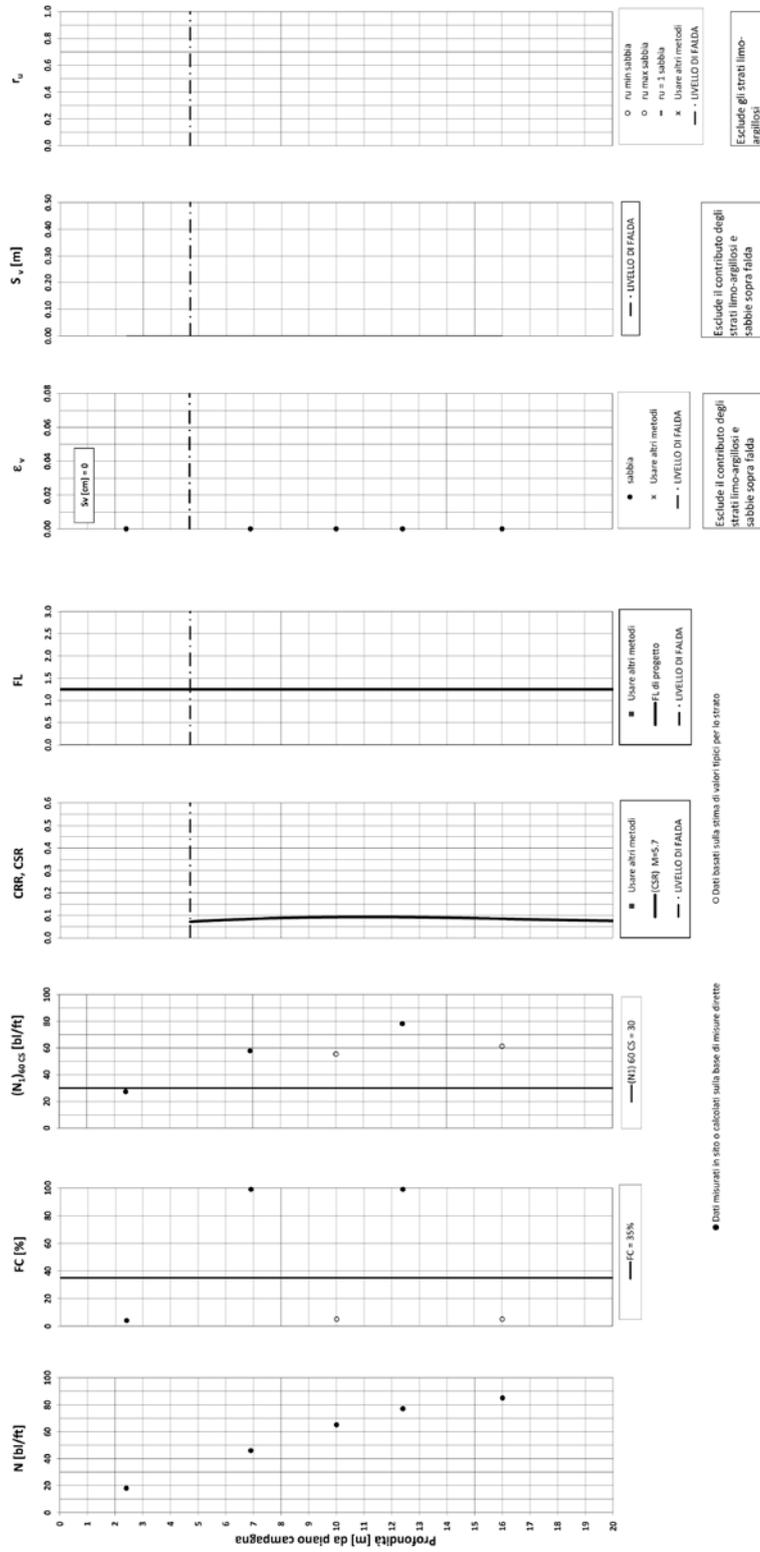
Verduno (CN) - Collegamento autostradale A33: Asti - Cuneo. Tronco II - Lotto 6A. - Prova BZ7 Pz
 Amax_calc/g = 0.114 M_calc = 5.7 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2.1
 Sovraccarico = 0 kPa



Verduno (CN) - Collegamento autostradale A33: Asti - Cuneo. Tronco II – Lotto 6A. - Prova B28 Pz

 Amax_calc/ β = 0.114 M_calc = 5.7 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2.1

Sovraccarico = 0 kPa



Verduno (CN) - Collegamento autostradale A33- Asti - Cuneo. Tronco II - Lotto 6A. - Prova B29 DH

Amax_calc/g = 0.114 M_calc = 5.7 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2.1

Sovraccarico = 0 kPa

