

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA
U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO**

PROGETTO DEFINITIVO

**COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE
PM CARGNACCO**

**PRG e ACC del nuovo PM di Cagnacco e delle opere sostitutive del P.L. interferenti
con il nuovo P.M.**

GEOTECNICA

Relazione geotecnica SL03

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I Z 0 9 0 0 D 2 6 R G S L 0 3 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	F. Serrau	Settembre 2019	C. Laporta	Settembre 2019	S. Lo Presti	Settembre 2019	F. Sacchi Settembre 2019

File: Z0900D26RGSL0300001A.docx

n. ELD

ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD
Doc. Ing. Francesco Sacchi
c.d.b. e ing. Ingegnere della Provincia di Roma
n. 23172/2019



**COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE
PM CARGNACCO**

**PRG e ACC del nuovo PM di Cargnacco e delle opere sostitutive
del P.L. interferenti con il nuovo P.M.**

RELAZIONE GEOTECNICA SL03

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ09	00D26	RG	SL0300001	A	2 di 53

INDICE


1. PREMESSA.....	5
2. DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO.....	7
2.1. NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI	7
2.2. ELABORATI DI PROGETTO	7
2.3. BIBLIOGRAFIA	8
3. STATO DI FATTO DELL'INTERA LINEA FERROVIARIA.....	9
4. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI PROGETTO	10
4.1. SL03 SOTTOPASSO FERROVIARIO DI RISANO (KM 10+291).....	10
5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	12
6. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO	16
6.1. PERMEABILITÀ DEI TERRENI E QUOTE DI FALDA LUNGO LA TRATTA	17
7. INDAGINI GEOTECNICHE	19
8. SISMICITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA	24
8.1. INTRODUZIONE	24
8.2. SISMICITÀ DELL'AREA	25
8.3. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO	26
9. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	33
9.1. PROFILO STRATIGRAFICO.....	33
9.2. DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI DI RESISTENZA E DEFORMABILITÀ DA PROVE SPT	33
9.2.1. <i>Caratteristiche fisiche</i>	34
9.2.2. <i>Parametri di resistenza</i>	37
9.2.3. <i>Parametri di deformabilità</i>	40
10. MODELLO GEOTECNICO	44

11. SUSCETTIBILITÀ DEI TERRENI ALLA LIQUEFAZIONE..... 45

ALLEGATI

ALLEGATO 1 SINTESI DELLE PROVE DI LABORATORIO ESEGUITE NELLA CAMPAGNA DI
INDAGINI DELL'ANNO 2015

ALLEGATO 2 STRALCIO NON IN SCALA DEL PROFILO STRATIGRAFICO-GEOTECNICO DI
DETTAGLIO

	COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE PM CARGNACCO					
	PRG e ACC del nuovo PM di Cargnacco e delle opere sostitutive del P.L. interferenti con il nuovo P.M.					
RELAZIONE GEOTECNICA SL03	COMMESSA IZ09	LOTTO 00D26	CODIFICA RG	DOCUMENTO SL0300001	REV. A	FOGLIO 5 di 53

1. PREMESSA

Il presente progetto deve la sua origine alle necessità da parte di RFI di soddisfare le nuove esigenze logistiche dettate dall'attuale contesto economico in forte sviluppo della zona industriale Udinese (ZIU-ZAU) e dell'impianto ABS che, nell'ambito degli interventi di riorganizzazione funzionale del Nodo di Udine, vede anche la necessità di ottimizzare e potenziare l'attuale infrastruttura ferroviaria inserendo, in tale ambito, il nuovo impianto denominato Posto Movimento Cargnacco che andrà ad inserirsi lungo la direttrice Udine – Palmanova – Cervignano e che avrà la sua origine dal futuro raddoppio della Linea di Circonvallazione di Udine.

Lo scopo è quello di far gestire tutto il traffico merci, attualmente attestato a Udine Parco, all'impianto di smistamento dell'interporto di Cervignano, che fungerà quindi da supporto per la gestione degli scambi con gli impianti industriali di ABS e ZIU/ZAU.


Gli interventi previsti dal presente progetto vedranno il loro sviluppo lungo un'area che coinvolge tre comuni, Udine per la parte più a nord, Pavia di Udine e Pozzuolo del Friuli nella restante parte.

Nel dettaglio la presente relazione geotecnica riguarda la caratterizzazione dei parametri dei terreni incontrati dalle indagini per la realizzazione del nuovo sottopasso al km 10+291.

Il documento è articolato come segue:

- Il **capitolo 2** elenca i documenti, le normative e la bibliografia di riferimento.
- Il **capitolo** Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. presenta sinteticamente lo stato di fatto delle opere al cui progetto rientra a far parte la costruzione del fabbricato oggetto della presente relazione.
- Il **capitolo 4** riporta la descrizione sintetica delle opere di progetto, soffermandosi nel paragrafo 4.1 per la descrizione del nuovo sottovia SL03.
- I **capitoli 5 e 6** riportano un breve inquadramento geologico, idrogeologico e geomorfologico dell'area.
- Il **capitolo 7** riporta un riepilogo delle indagini geotecniche disponibili effettuate nell'ambito della fase progettuale.
- Il **capitolo 8** riporta un inquadramento sismico dell'area e la classificazione sismica oggetto della presente relazione in accordo alle NTC 2018.
- Il **capitolo 9** descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche in sito e di laboratorio; riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni stratigrafiche presenti nel territorio in studio, nei profili e nelle sezioni geotecniche.
- Il **capitolo 10** vengono sintetizzati parametri geotecnici elaborati nel capitolo 9.

- Il **capitolo 11** riporta le considerazioni circa il pericolo di attivazione del fenomeno di liquefazione secondo quanto riportato al paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC 2018.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE PM CARGNACCO</p> <p>PRG e ACC del nuovo PM di Cargnacco e delle opere sostitutive del P.L. interferenti con il nuovo P.M.</p>					
	<p>RELAZIONE GEOTECNICA SL03</p>	<p>COMMESSA IZ09</p>	<p>LOTTO 00D26</p>	<p>CODIFICA RG</p>	<p>DOCUMENTO SL0300001</p>	<p>REV. A</p>

2. DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO


Nella stesura della relazione si è fatto riferimento a quanto elencato di seguito.

2.1. Normative e raccomandazioni

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, Supplemento Ordinario alla G.U. n.42 del 20.2.2018.
- [2] RFI DTC SI CS MA IFS 001 B “Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 3 Corpo Stradale”.
- [3] Norme UNI ENV 1991, UNI ENV 1992, UNI EN 1993, UNI EN 1997 e UNI EN 1998
- [4] UNI EN 1997-1 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- [5] UNI EN 1997-2 - Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.

2.2. Elaborati di progetto

- [6] Relazione generale delle opere civili – Progetto Definitivo - Doc. NG0P01D26RGOC0000001A
- [7] Planimetria di inquadramento degli interventi - Progetto Definitivo - NG0P01D26P8CS0000001A
- [8] Relazione tecnico descrittiva - SL01 Nuovo sottopasso al km 7+186 - Progetto Definitivo - NG0P01D26ROGA0100001A
- [9] Relazione tecnico descrittiva - SL02 Nuovo sottopasso al km 8+015 - Progetto Definitivo - NG0P01D26ROGA0100001A
- [10] Relazione tecnico descrittiva - SL03 Nuovo sottopasso al km 10+291 - Progetto Definitivo - NG0P01D26ROGA0100001A
- [11] Relazione tecnico descrittiva – IN01 nuovo manufatti di sottoattraversamento di Roggia Palma - Progetto Definitivo - NG0P01D26RIIN2302001A
- [12] Relazione generale delle opere civili – FA01 Fabbricati tipologico T2 – PM Cargnacco – NG0P2D26ROFA0100001A
- [13] Profilo geotecnico - Progetto Definitivo - NG0P01D26F6OC0001001A
- [14] Relazione geotecnica generale - Progetto Definitivo - NG0P01D26W9OC0001001A
- [15] Relazione geologica, geomorfologica e sismica – Progetto Definitivo - Doc. IZ09 00 D 69 RG GE0001 001 A
- [16] Carta e profilo geologico – Progetto Definitivo - IZ09 00 D 69 NZ GE0001 001 A

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE PM CARGNACCO</p> <p>PRG e ACC del nuovo PM di Cargnacco e delle opere sostitutive del P.L. interferenti con il nuovo P.M.</p>					
	<p>RELAZIONE GEOTECNICA SL03</p>	<p>COMMESSA IZ09</p>	<p>LOTTO 00D26</p>	<p>CODIFICA RG</p>	<p>DOCUMENTO SL0300001</p>	<p>REV. A</p>

- [17] Carta e profilo idrogeologico – Progetto Definitivo - IZ09 00 D 69 NZ GE0002 001 A
- [18] Indagini geofisiche – Progetto Definitivo - IZ09 00 D 69 IG GE0005 001 A
- [19] Sondaggi e stratigrafie – Progetto Definitivo - IZ09 00 D 69 SG GE0005 001 A
- [20] Indagini geognostiche bibliografiche - Progetto Definitivo - IZ09 00 D 69 SG GE0005 002 A

2.3. Bibliografia

- [21] Carta geologica del Friuli-Venezia Giulia, scala 1: 50.000. Dipartimento di Scienze Geologiche, Ambientali e Marine dell'Università di Trieste (2006).
- [22] Data Base of Individual Seismogenic Sources - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV)
- [23] Gonzalez de Vallejo L.I. (2005) – Geoingegneria. Pearson Education Italia
- [24] Geotecnica, R. Lancillotta; Terza edizione, 2008, Zanichelli
- [25] INGV (2006) – Mappa di Pericolosità Sismica del Territorio Nazionale per la G.U. n.108 del 11/05/2006. Disponibile in internet all'indirizzo <http://zonesismiche.mi.ingv.it/>
- [26] Prove geotecniche in sito, F. Cestari; II Edizione; Segrate 1996
- [27] P.R.G.C. del comune di Pavia di Udine, componenti geologica, idrogeologica e sismica. Cartografia in scala 1:10.000 e Relazione Illustrativa.
- [28] Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancillotta R., Pasqualini E. (1988) “New correlations of penetration tests for design practice” Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando
- [29] Skempton A.W. (1986). Standard Penetration Tests Procedures & the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation.
- [30] Yoshida et al. (1988), “Empirical formulas of SPT blow counts for gravelly soils, Penetration Testing”, ISOPT-1 Orlando, FL 2(1988) 381-387.
- [31] Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) “Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content” Soils and Foundations 23, n° 4.

	COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE PM CARGNACCO					
	PRG e ACC del nuovo PM di Cargnacco e delle opere sostitutive del P.L. interferenti con il nuovo P.M.					
RELAZIONE GEOTECNICA SL03	COMMESSA IZ09	LOTTO 00D26	CODIFICA RG	DOCUMENTO SL0300001	REV. A	FOGLIO 9 di 53

3. STATO DI FATTO DELL'INTERA LINEA FERROVIARIA

Attualmente il sistema ferroviario presente lungo le aree oggetto di intervento vede la presenza della Linea Ferroviaria a semplice binario Udine C.le – Palmanova con affiancato il binario di dorsale al servizio del raccordo ferroviario dell'impianto siderurgico ABS il cui impianto interno è connesso sia a Nord che a Sud con il binario di dorsale stesso e che termina circa 280m dopo il km 7+000 ovvero circa 150m dopo il fabbricato dell'ex fermata di Lumignacco al Km 7+069.

Al km 5+900, prima del deviatoio d'innesto all'impianto ABS, il binario della dorsale ZIU interseca, con un'intersezione, la linea attualmente a semplice binario "Bivio Cargnacco – PM Vat". L'interferenza, pur essendo regolata con un complesso sistema di segnalamento e sicurezza, rappresenta un elemento di forte criticità, sia dal punto di vista della gestione della circolazione ferroviaria che dal punto della sicurezza dell'esercizio. Inoltre, con il pianificato raddoppio della linea un tale dispositivo non potrebbe essere implementato, in virtù degli attuali indirizzi in termini di regolamento d'esercizio consentito dall'ANSF.

Proseguendo verso sud dall'ex Fermata di Lumignacco, la Linea ferroviaria esistente prosegue in uno scenario di aperta campagna, ma caratterizzato nello specifico dalla presenza 4 passaggi a livello;

- quello di via Caiselli a Lumignacco al Km 6+926 ed affiancato alla Roggia di Palma che attualmente viene attraversata mediante la presenza di un'opera in ca realizzata per i rispettivi binari (linea e dorsale)
- PL Km 7+416 che interseca una strada campestre
- PL Km 7+990 in località Cortello intersecante Via delle Ferrovia e l'ultimo, PL agricolo, ubicato a Risano dopo la stazione al Km 10+311.

Sempre in affiancamento alla Linea ferroviaria sono presenti due collettori fognari distinti, uno per le acque nere ed uno per le acque bianche, provenienti dallo stabilimento ABS e dalla ZIU convogliandole al depuratore ubicato in località Cortello al Km 8+200 della linea Udine – Palmanova.

Essendo i collettori posti rispettivamente ad una distanza dall'asse del binario attuale di 20m circa il primo e 25m circa il secondo, risultano interferenti con i futuri sviluppi dei binari che comporranno il PM Cargnacco. Di seguito analizzeremo più approfonditamente tale interferenza.

4. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI PROGETTO

4.1. SL03 sottopasso ferroviario di Risano (km 10+291)

Il sottopasso di Risano si colloca a sud della ex stazione di Risano in corrispondenza del P.L. interpodereale al Km 10+311 della linea ferroviaria Udine Palmanova che verrà eliminato.

In Figura 1 viene riportata la planimetria dell'ubicazione del sottopasso.

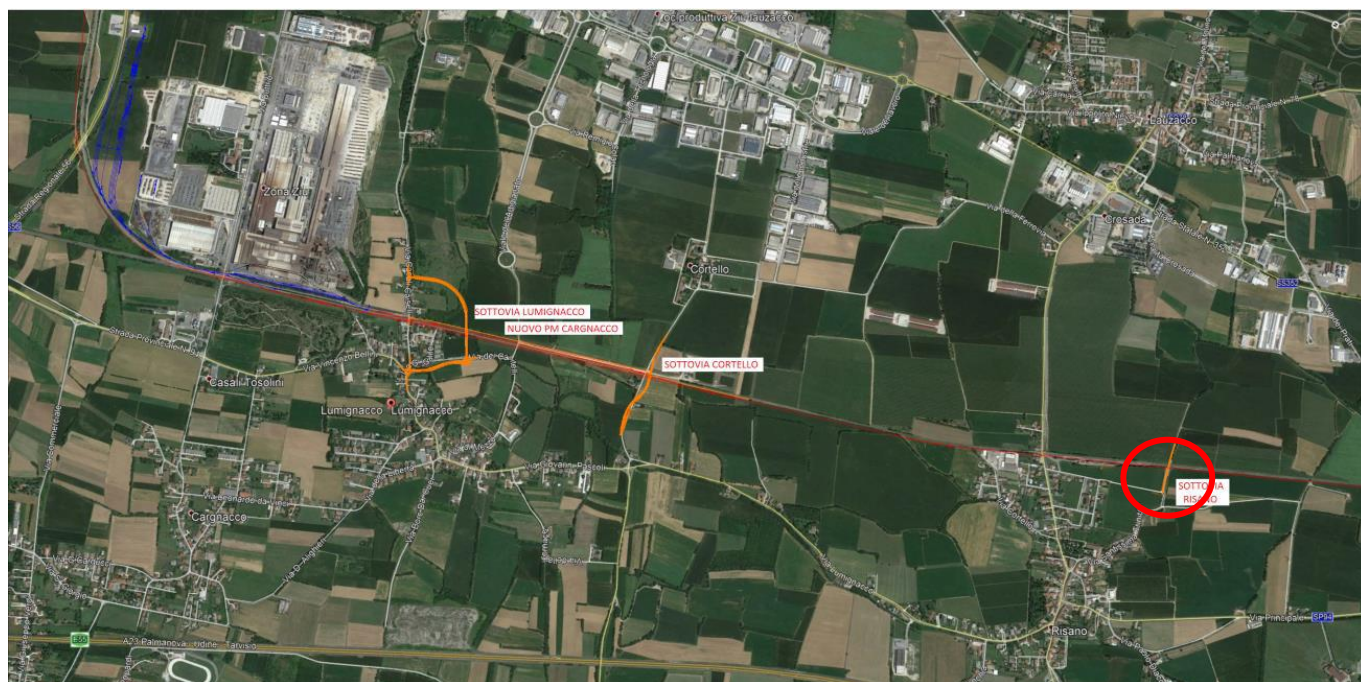
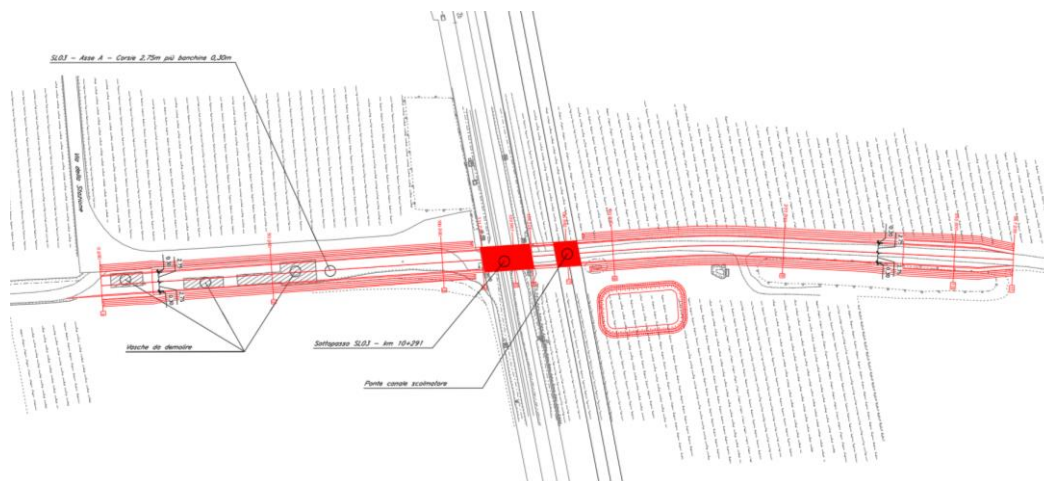


Figura 1 – Inquadramento planimetrico.



L'intervento di progetto denominato SL03 è composto da un unico asse (asse A) che sviluppandosi lungo una direzione ovest est sottopassa la linea ferroviaria Udine Palmanova.

Il tracciato in oggetto presenta uno sviluppo complessivo pari a 267 m ed è composto da due rettili raccordati da una curva planimetrica destrorsa di raggio pari a 230 m raccordato da curve di transizione clotoidiche. Il tracciato ripercorre un'attuale strada di campagna collegata ad ovest a via della Stazione in comune di Pavia di Udine permettendo la soppressione dell'attuale passaggio a livello agricolo al km 10+291.

Dal punto di vista altimetrico le livellette di discesa/salita sono caratterizzate da una pendenza longitudinale pari a 8.0% con interposta una livella di pendenza pari a 1.0% al fine di portare il punto di minimo fuori dall'ingombro della struttura scatolare monolitica.

5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il territorio oggetto di indagine occupa una porzione dell'Alta Pianura friulana e deve la sua origine ai sedimenti fluvioglaciali ed alluvionali depositati nel würmiano dagli scaricatori drenanti il complesso glaciale tilaventino ed i cui relitti sono individuabili negli attuali torrenti Torre e Cormor.

Depositi fluvioglaciali ed alluvionali

In Figura 2 viene riportata la carta geologica del P.R.G.C. del comune di Pavia di Udine. La tratta in esame è stata evidenziata in verde e si può notare come quest'ultima intersechi sedimenti fluvioglaciali della pianura prevalentemente ghiaioso sabbiosi lungo tutto il tracciato di interesse, ad eccezioni degli ultimi 260 m circa in cui sono presenti sedimenti fluvioglaciali prevalentemente medio-fini il cui spessore, secondo dati bibliografici, risulterebbe comunque piuttosto modesto (in dettaglio si veda il Doc. rif. [16]).

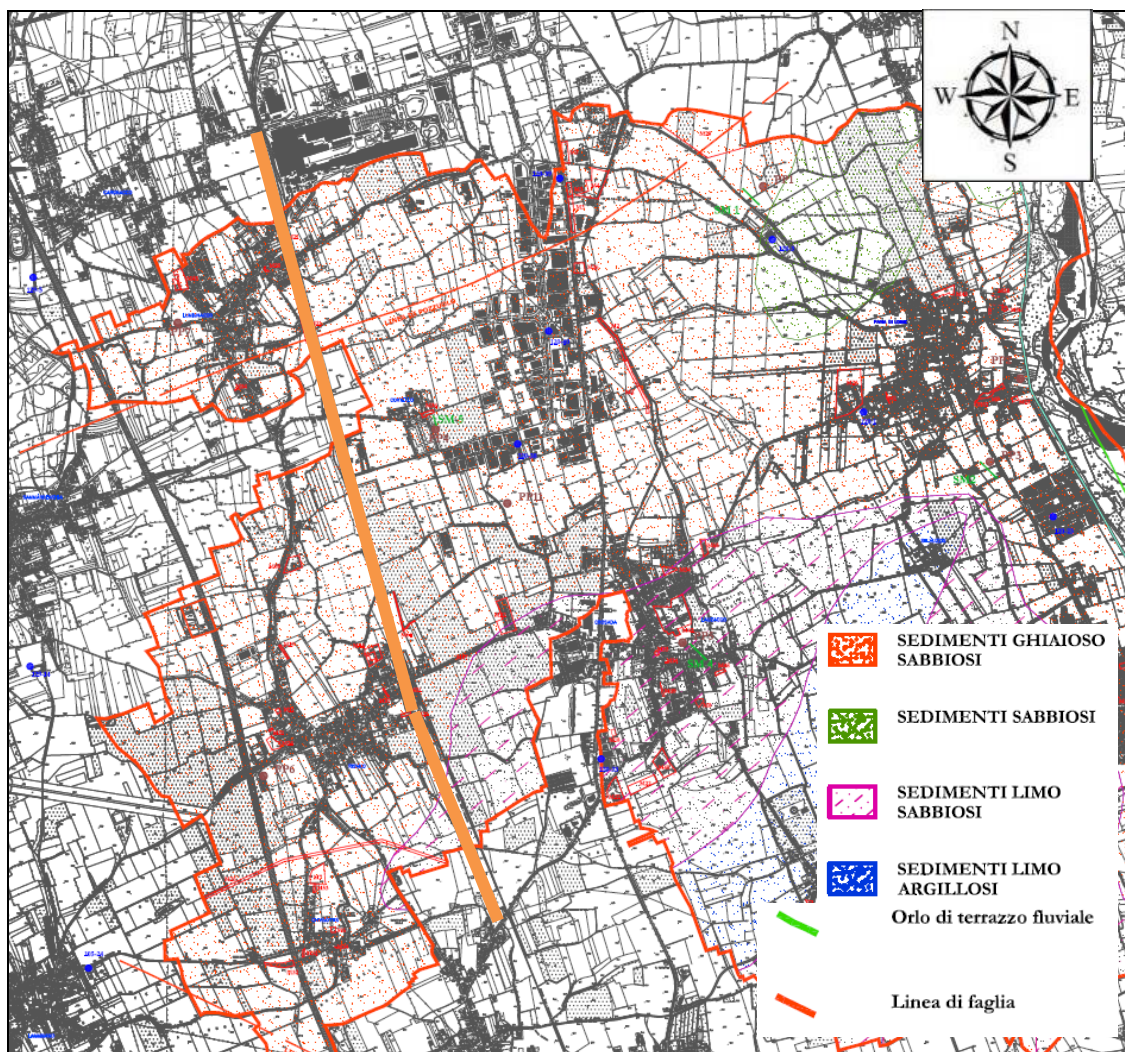



Figura 2 – Stralcio non in scala della carta geologica del Comune di Pavia di Udine e relativa legenda (2013, scala 1: 10.000). In arancione è evidenziata la tratta ferroviaria oggetto di interventi.

	COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE PM CARGNACCO					
	PRG e ACC del nuovo PM di Cargnacco e delle opere sostitutive del P.L. interferenti con il nuovo P.M.					
RELAZIONE GEOTECNICA SL03	COMMESSA IZ09	LOTTO 00D26	CODIFICA RG	DOCUMENTO SL0300001	REV. A	FOGLIO 13 di 53

Vengono definiti "fluvioglaciali" quei sedimenti trasportati e depositi dalle correnti generate dall'acqua di fusione glaciale. Sono costituiti principalmente da ghiaia e sabbia ed in subordine da limo ed argilla (la frazione fine è di norma inferiore al 20 %). Questi depositi costituiscono la maggior parte dei bacini dei Tresemane marcandone il legame con l'idrografia collegata all'apparato glaciale würmiano. I depositi fluvioglaciali sono parzialmente coperti da materiali alluvionali di origine più recente e pertinenti alle antiche superfici di spaglio dei torrenti Cormor, ad occidente, e Torre ad oriente. Per quanto riguarda la litologia circa l'80% dei clasti che compongono questi depositi è di origine carbonatica. Le dimensioni degli elementi grossolani, caratterizzati da un elevato grado di arrotondamento, sono estremamente variabili; le classi granulometriche più rappresentate sono comunque quelle comprese fra gli intervalli 2÷6 e 10÷15 cm. Le acque, che si infiltrano dalla superficie e che attraversano la coltre alluvionale, compiono evidenti azioni chimiche di cementazione per l'abbandono dei carbonati di calcio e magnesio solubilizzati nell'attraversare la massa ghiaiosa.

In Figura 3 e Figura 4 viene riportata la carta geologica riguardante l'area oggetto di studio in cui è stata evidenziata in rosso la tratta di interesse, la quale interseca i sedimenti fluvioglaciali ed alluvionali (Pleistocene) della Pianura. Questi costituiscono i corpi quaternari più estesi della pianura friulana. La loro genesi si deve al deposito di materiale prevalentemente ghiaiosi e sabbiosi, specie nella parte alta della pianura, operato dai fiumi di importanza regionale (specie Cormor, Corno e Tagliamento). Essi defluivano dalla catena alpina ed erano oltremodo carichi di materiali detritici di varia natura e pezzatura specie al ritiro delle masse glaciali che ne coprivano gran parte della superficie. La loro deposizione è avvenuta secondo le leggi della selezione granulometrica nel grande contenitore destinato ad accogliere la futura pianura friulana. La continuità laterale dei depositi fluvioglaciali ed alluvionale pleistocenici è interrotta dalla deposizione dei sedimenti olocenici ed attuali operata dal divagare più recente dei principali fiumi regionali al loro sbocco in pianura. Il limite inferiore di questi corpi sedimentari è dato da una superficie erosiva di genesi alluvionale, mentre il limite superiore è dato in parte dal top deposizionale originario parzialmente rimodellato ed in parte da una superficie di erosione di natura alluvionale modellata dai torrenti Cormor e Torre nel postglaciale.

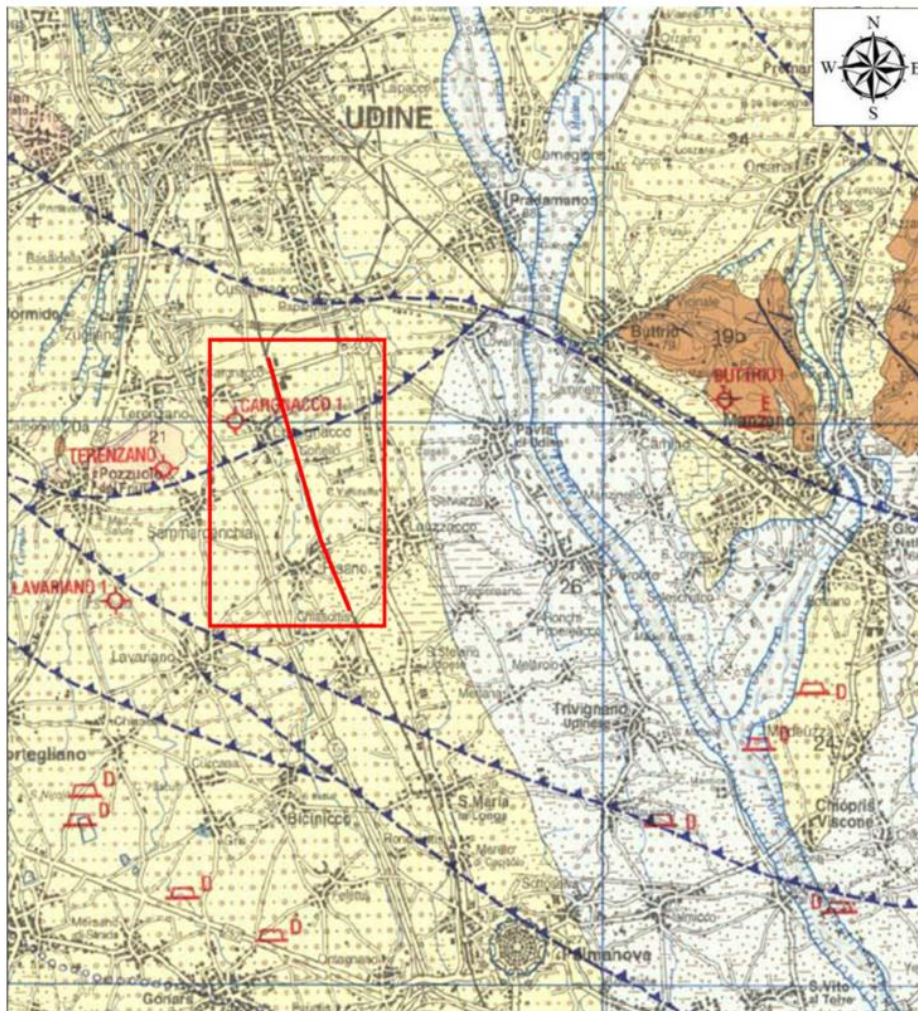



Figura 3 – Stralcio, non in scala, della Carta Geologica del Friuli Venezia-Giulia, scala 1: 150.000. (Dipartimento di Scienze Geologiche, Ambientali e Marine dell'Università di Trieste (2006).

- Sedimenti palustri e lacustri, talora torbosi. *Swamp and lake deposits, sometimes peat. Olocene - Attuale*
- Sedimenti alluvionali del settore montano, della pianura e litoranei. *Mountain, plain and littoral alluvial sediments. Olocene - Attuale*
- Sedimenti alluvionali del settore montano. *Fluvioglacial and alluvial sediments of the mountains. Pleistocene sup.- Olocene*
- Sedimenti fluvioglaciali ed alluvionali della pianura. *Fluvioglacial and alluvial sediments of the alluvial plain. Pleistocene sup.*
- Depositi glaciali del settore montano e dell'anfiteatro morenico del Tagliamento. *Mountain tills and Tagliamento terminal moraines tills. Pleistocene sup.*
- Detriti di falda antichi. *Ancient scree slope deposits. Pleistocene l.s.*
- Conglomerati alluvionali poligenici ed eterometrici ad abbondante matrice e cemento carbonatico (Conglomerato del Tagliamento ed altri depositi del Supersistema del Friuli). *Polygenic and heterometric alluvial conglomerates with abundant carbonate matrix and cement. Pleistocene inf. e medio*

Figura 4 – Legenda dei depositi quaternari riportati nella Carta Geologica del Friuli Venezia-Giulia, scala 1: 150.000. (Dipartimento di Scienze Geologiche, Ambientali e Marine dell'Università di Trieste (2006)

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE PM CARGNACCO</p> <p>PRG e ACC del nuovo PM di Cargnacco e delle opere sostitutive del P.L. interferenti con il nuovo P.M.</p>					
	<p>RELAZIONE GEOTECNICA SL03</p>	<p>COMMESSA IZ09</p>	<p>LOTTO 00D26</p>	<p>CODIFICA RG</p>	<p>DOCUMENTO SL0300001</p>	<p>REV. A</p>

6. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

Il territorio del Comune di Pavia di Udine presenta una morfologia sub-pianeggiante e regolare, si estende nell'alta pianura al di sopra delle risorgive e vede il suo territorio lambito dal torrente Torre. Il terreno si trova ad una quota variabile approssimativamente fra i 50 m l.m.m. nella porzione sud ed ai 75 m l.m.m. nella porzione nord del territorio. La prossimità al torrente Torre, che costeggia il territorio est del Comune, spiega facilmente le caratteristiche dei terreni alluvionali presenti sul territorio.

Nell'area oggetto di studio i dati geomorfologici che testimoniano un'attività tettonica recente sono difficilmente acquisibili, a causa della recente storia geologica della catena alpina, fortemente condizionata dai processi erosivi e deposizionali legati all'ultimo massimo glaciale. L'attività glaciale, infatti, ha cancellato le evidenze di tettonica recente e la sedimentazione post-glaciale è stata caratterizzata da ratei sicuramente superiori ai tempi di movimento delle faglie.

Una volta ritirati il ghiacciaio, lo scorrimento delle acque superficiali è stato ed è tuttora l'agente che più interviene sulle superfici topografiche del territorio oggetto di studio. È stato cartografato il reticolo drenante che mette in evidenza la struttura principale con il Torrente Torre, che lambisce il territorio comunale nella parte orientale con una direzione NW-SE e nella parte occidentale il Torrente Cormor del quale sono stati rilevati terrazzi che ha formato in momenti diversi.

La pianura friulana è costituita da una potente coltre di materiali alluvionali depositati prevalentemente nel corso dell'era quaternaria, derivanti dall'erosione dei bacini montani dopo l'ultima glaciazione.

Dal punto di vista idrogeologico, il territorio della pianura friulana, viene usualmente suddiviso in tre zone:

- l'Alta pianura, costituita da materiali fluvioglaciali e fluviali prevalentemente grossolani e che può essere schematizzata come un esteso materasso ghiaioso caratterizzato da elevati valori di permeabilità (10^{-2} ÷ 10^{-4} m/sec). Tale materasso ghiaioso è sede di un grande acquifero freatico indifferenziato la cui profondità della falda è massima nelle aree più settentrionali vicine al piede dei versanti montani (anche 70÷80 m da piano campagna), per avvicinarsi progressivamente alla superficie topografica procedendo verso sud, fino ad emergere in corrispondenza della Fascia delle Risorgive. I meccanismi di alimentazione del grande acquifero freatico presente nell'Alta Pianura sono legati sia alla dispersione idrica dagli alvei dei corsi d'acqua principali che incidono, come già detto, su terreni ad elevata permeabilità, sia alle precipitazioni atmosferiche ed alla circolazione idrica sotterranea proveniente dai massicci alpini settentrionali. In virtù dei suddetti meccanismi di alimentazione che assicurano un'ingente ricarica dell'acquifero freatico, la falda sotterranea dell'Alta Pianura è largamente sfruttata dai comuni della zona assicurando portate notevoli in modo continuativo. Il deflusso sotterraneo della falda avviene sostanzialmente da nord verso sud.
- la Media pianura, caratterizzata da una contemporanea presenza di materiali fluviali e fluvioglaciali grossolani da ghiaiosi a ghiaioso-sabbiosi e di altri esclusivamente fluviali più prettamente sabbiosi e sabbioso-argillosi. Poiché i terreni più fini meno permeabili rappresentano un progressivo sbarramento al naturale deflusso verso il mare della falda freatica dell'Alta Pianura, le acque sotterranee sono costrette a venire a giorno in corrispondenza della Media Pianura, tramite risorgive, e continuare il loro moto in superficie incanalandosi nei così detti corsi di risorgiva. Da ciò deriva il nome dato a quest'area di "Fascia delle Risorgive".

- la Bassa Pianura, costituita in prevalenza da terreni sabbiosi e argillosi. I livelli sabbiosi sono sede di acquiferi di limitata estensione areale, la cui alimentazione è attribuibile principalmente alla dispersione dei corsi d’acqua laddove essi scorrono su terreni permeabili e alla lenta infiltrazione di acque meteoriche che vengono scambiate fra i terreni sabbiosi e quelli meno permeabili circostanti
- La tratta ferroviaria oggetto di studio è situata nell’Alta pianura centro orientale (Figura 5), costituita dunque in prevalenza da ghiaie e sabbie di varia granulometria, talora cementate in forma di conglomerati, caratterizzate da valori di permeabilità da medi a medio-alti.

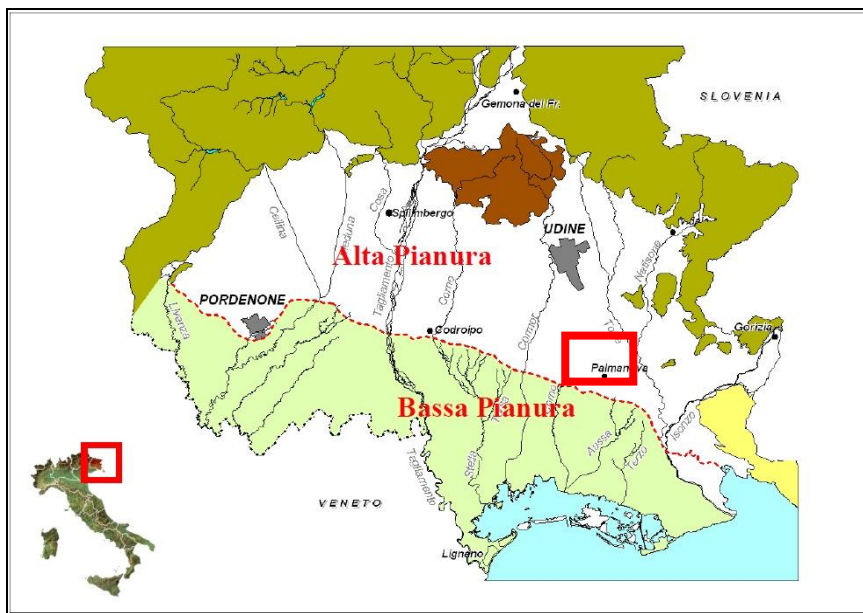


Figura 5 - Pianura Friulana (il tratteggio in rosso indica la linea delle risorgive). Il rettangolo rosso indica l’area di studio. Immagine non in scala.

6.1. Permeabilità dei terreni e quote di falda lungo la tratta

Come già accennato l’area è costituita da depositi prevalentemente grossolani, caratterizzati da permeabilità da media ad elevata. Al fine di determinare la permeabilità del terreno nell’area di studio, oltre ai dati bibliografici a disposizione, sono state considerate le prove di permeabilità Lefranc a carico variabile eseguite sia nei fori di sondaggio realizzati nel 2015 (S1 e S3), sia nel sondaggio eseguito a supporto del presente progetto definitivo eseguite nel 2019 (BH1). Le prove nel sondaggio BH1 sono state eseguite alle profondità di 1 e 3 m dal p.c. ed hanno restituito rispettivamente valori medi del coefficiente di permeabilità k di $1.43 \cdot 10^{-5}$ m/s e $1.723 \cdot 10^{-4}$ m/s; mentre dalle prove eseguite nei sondaggi S1 e S3, realizzate in entrambi i sondaggi dai 4.5 a 5 m dal p.c., sono stati ottenuti, rispettivamente, valori medi della permeabilità dell’intero intervallo di $3.39 \cdot 10^{-5}$ m/s e $2.7 \cdot 10^{-5}$ m/s. inoltre le classi di permeabilità sono descritte nella Cartografia idrogeologica (Doc. rif. [17]).

Per quanto riguarda i livelli della falda nel territorio in esame è possibile considerare sia le informazioni bibliografiche, sia i livelli misurati nei fori di sondaggio eseguiti nel 2015 e 2019. Nel primo caso viene considerata la carta idrogeologica e della pericolosità idraulica proveniente dal P.R.G.C. del Comune di Pavia di Udine (Doc. rif. [13]). Dalla carta si evince come la quota delle isofreatiche tende a diminuire verso sud, con conseguente direzione del flusso NE-SW, in corrispondenza della linea delle risorgive, con quote della superficie piezometriche

che passano, lungo la tratta in esame, da un massimo di 56 m s.l.m. (nord) ad un minimo di 38 m s.l.m. (sud) (valori riferiti al 1989 durante un periodo di piena). Sulla base di tali dati, considerata dunque la topografia lungo la tratta, è possibile affermare che la superficie di falda risulterebbe presente ad una profondità compresa tra 20 m a nord e 15 m a sud. Tali dati risultano poco consistenti sia con i dati resi disponibili dalla progettazione preliminare del raddoppio della Linea Udine-Palmanova-Strassoldo (2015), sia con i dati resi disponibili dai sondaggi realizzati per entrambi i progetti. In particolare, la cartografia idrogeologica redatta nel progetto di raddoppio della linea, riporta la falda (nella tratta interessata dal presente studio) tra le quote +40 e +30 m s.l.m., corrispondenti ad una soggiacenza compresa approssimativamente tra 36 e 23 m da p.c.. Per quanto concerne i sondaggi disponibili, il sondaggio BH1 riporta la falda ad una profondità di 28.5 m da p.c., il sondaggio S1 a 31.8 m da p.c., mentre i restanti sondaggi S2 ed S3 non hanno incontrato la falda nel corso della perforazione.

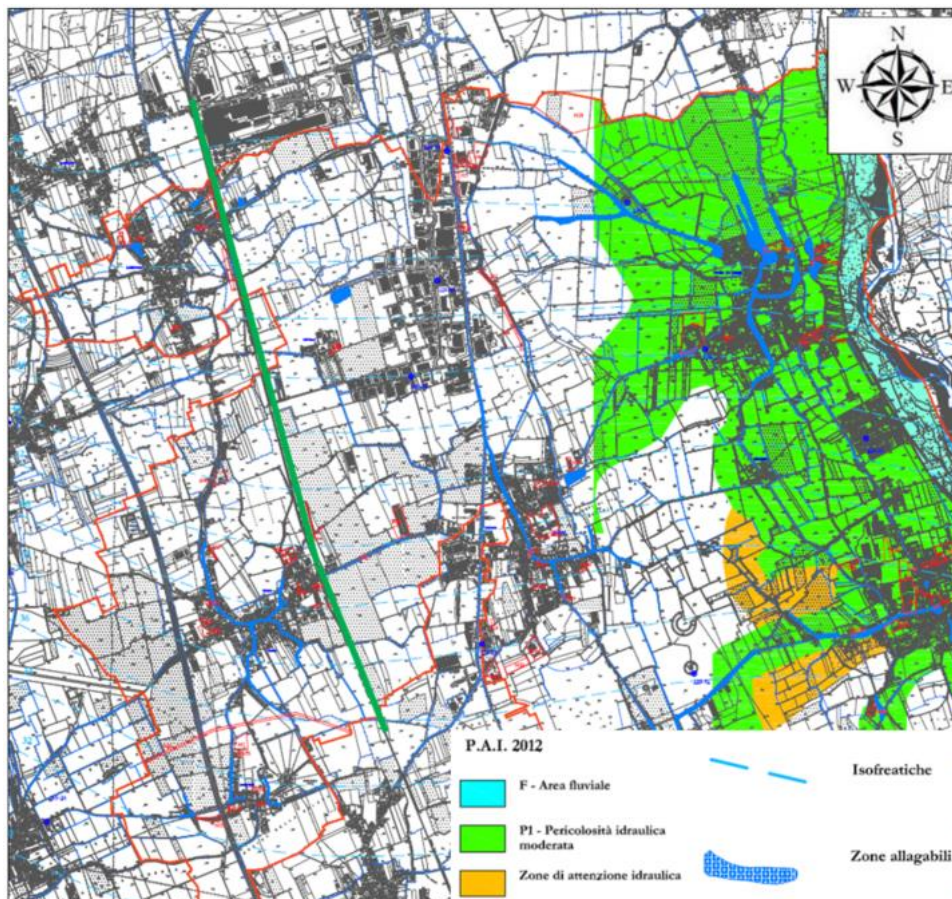


Figura 6 – Stralcio, non in scala, della carta idrogeologica e delle pericolosità idrauliche del Comune di Pavia di Udine e relativa legenda. Scala 1: 10.000. In verde è stata evidenziata la tratta in esame.

Considerati i dati bibliografici a disposizione, generalmente concordi con i dati provenienti dai sondaggi realizzati tra il 2015 e il 2019, si ritiene maggiormente accurato ubicare la superficie freatica tra 40 e 23 m da p.c., mentre si ritiene il dato desunto dalla cartografia tematica comunale di Pavia di Udine eccessivamente conservativo. Ciò detto, viste le presunte profondità della falda in tale area, si ritiene poco probabile per entrambe le casistiche un'interazione tra le opere (principalmente i sottovia) e gli interventi in progetto e la falda stessa.

7. INDAGINI GEOTECNICHE

I dati stratigrafici e geotecnici riportati nel presente documento di progetto e nel profilo geotecnico sono stati elaborati sulla base dei risultati delle campagne di indagine svolte nelle fasi progettuali precedenti e riguardano gli anni 2015 (progetto preliminare) e 2019 (progetto definitivo) in corrispondenza del tratto di linea ferroviaria (vedi Doc. rif. [13], [18], [19] e [20]).

In questo capitolo inizialmente si riportano tutte le indagini geognostiche effettuate lungo la tratta ferroviaria, lo stralcio dell'ubicazione delle indagini considerate è riportato in Figura 7 e nel Doc. rif. [13]. Mentre nelle tabelle successive sono elencate le indagini considerate per la caratterizzazione geotecnica del sottovia SL03.



Figura 7 - Ubicazione delle indagini geognostiche degli anni 2015 e 2019.

Tabella 7.1 - Ubicazione dei sondaggi eseguiti nell'anno 2015

Sondaggi					
Nome	Profondità (m dal p.c.)	Data esecuzione	Quota (m s.l.m.)	Coordinate	
				E	N
S1	40	Novembre 2015	71	13°15'8.35"E	45°59'46.05"N
S2	30	Novembre 2015	68	13°15'15.12"E	45°59'28.88"N
S3	30	Novembre 2015	56	13°15'49.28"E	45°58'17.35"N

Tabella 7.2 - Ubicazione delle prove geofisiche eseguite nell'anno 2015

Prove geofisiche				
Nome	Quota (m s.l.m.)	Coordinate		VsEq.
		E	N	
MASW 1	69	13.252267°	45.996487°	326
MASW 3	54	13.263425°	45.971354°	407
ERT 1	73	13°15'3.48"E	45°59'57.51"N	-
ERT 2	64	13°15'22.23"E	45°59'9.21"N	-
ERT 3	58	13°15'35.33"E	45°58'41.54"N	-
ERT 4	52	13°16'0.99"E	45°57'58.87"N	-


 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE PM CARGNACCO PRG e ACC del nuovo PM di Cargnacco e delle opere sostitutive del P.L. interferenti con il nuovo P.M.					
	RELAZIONE GEOTECNICA SL03	COMMESSA IZ09	LOTTO 00D26	CODIFICA RG	DOCUMENTO SL0300001	REV. A

Tabella 7.3 – Ubicazione del sondaggio effettuato per la progettazione definitiva nell'anno 2019.

Sondaggi					
Nome	Profondità (m dal p.c.)	Data esecuzione	Quota (m s.l.m.)	Coordinate	
				E	N
BH1	30	Aprile 2019	65.0	46°00'02.367" N	13°15'02.12" E

Tabella 7.4 – Ubicazione delle prove geofisiche effettuate nell'anno 2019.

Prove geofisiche				
Nome	Quota (m s.l.m.)	Coordinate		VsEq (m/s)
		E	N	
MASW_BH1	73	13°15'2.25"E	46° 0'2.10"N	440
MASW_PD 2	70	13°15'12.24"E	45°59'37.60"N	416
Re.Mi._BH1	73	13°15'2.25"E	46° 0'2.10"N	440
Re.Mi._PD 2	70	13°15'12.24"E	45°59'37.60"N	416
HVSR_BH1	73	13°15'2.25"E	46° 0'2.10"N	-
HVSR_PD 2	70	13°15'12.24"E	45°59'37.60"N	-

Ai fini della presente caratterizzazione sono stati analizzati tutti i dati disponibili:

- delle formazioni litostratigrafiche sono stati considerati tutti i dati presenti, sia di sito che di laboratorio;
- Per la redazione del profilo stratigrafico sono state considerate le indagini utili disponibili lungo la tratta ferroviaria in oggetto di cui in Tabella 7.1, Tabella 7.2, Tabella 7.3 e Tabella 7.4.

Nel dettaglio, la campagna di indagine analizzata è quella relativa all'anno 2015, con lo scopo di definire i parametri di resistenza e deformabilità dei terreni investigati. Le indagini comprendono:

- N. 1 sondaggio a carotaggio continuo, con esecuzione di prove SPT, installazione di piezometro di Casagrande per il sondaggio S3, n. 1 prova tomografica ERT 3 (L=230 m parallela all'asse dei binari della linea Strassoldo-Bivio Cargnacco tra il sondaggio S2 ed il sondaggio S3) e n. 1 prova sismica di tipo MASW.

Si cita in Tabella 7.5 la profondità del sondaggio considerato, la data di esecuzione, la quota e le coordinate, mentre in Tabella 7.6 è riportata la posizione della prova geofisica effettuata.

Tabella 7.5 - Ubicazione dei sondaggi eseguiti nell'anno 2015.

Sondaggi					
Nome	Profondità (m dal p.c.)	Data esecuzione	Quota (m s.l.m.)	Coordinate	
				E	N
S3	30	Novembre 2015	56	13°15'49.28"E	45°58'17.35"N

Tabella 7.6 – Ubicazione delle prove geofisiche eseguite nell'anno 2015

Prove geofisiche			
Nome	Quota	Coordinate	VsEq.

**COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE
PM CARGNACCO**

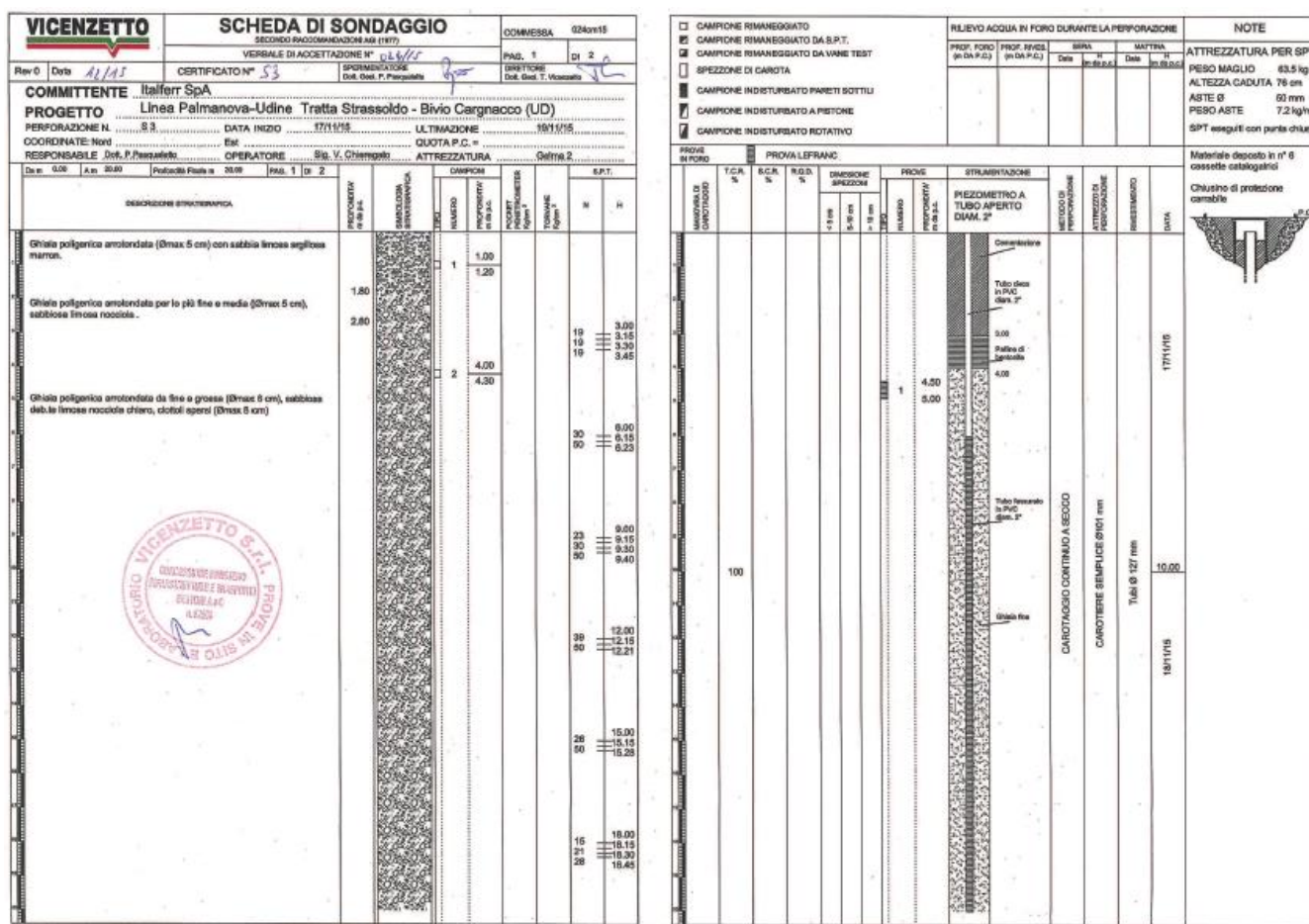
**PRG e ACC del nuovo PM di Cargnacco e delle opere sostitutive
del P.L. interferenti con il nuovo P.M.**

RELAZIONE GEOTECNICA SL03

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ09	00D26	RG	SL0300001	A	21 di 53

	(m s.l.m.)	E	N	
MASW 3	54	13.263425°	45.971354°	407
ERT 3	58	13°15'35.33"E	45°58'41.54"N	-

Si riporta in Figura 8 la stratigrafia del sondaggio considerato con le profondità dei campioni rimaneggiati prelevati durante la perforazione; mentre in Tabella 7.7 si riassumono i valori delle prove in sito SPT.



- descrizione geotecnica del campione rimaneggiato;
- analisi granulometriche per vagliatura;
- prove di taglio diretto.

Nel dettaglio si riporta un riassunto delle prove in Allegato 1.

Le prove geognostiche in sito disponibili hanno consentito l'elaborazione di un profilo geologico di riferimento lungo il tracciato della linea oggetto di interventi. Tale profilo viene riportato nel Doc. rif. [16] "Carta e profilo geologico" e viene descritto in dettaglio nel presente paragrafo.

Per quanto riguarda la stratigrafia del sottosuolo, come evidenziato dall'inquadramento geologico, l'area di studio è dominata dai depositi fluvioglaciali della pianura prevalentemente grossolani (Pleistocene sup.). In particolare nei pressi del futuro sottovia, il sondaggio S3 rinviene esclusivamente ghiaie sabbiose sino a 30 m da p.c., ad esclusione di un livello tra 27-29m da p.c. di conglomerato ad inerti poligenici ben cementato.

8. SISMICITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA

8.1. Introduzione

Strutture tettoniche e aree sismogenetiche

Si riporta in questo capitolo un inquadramento sintetico generale della sismicità dell'area ripreso dalla relazione geologica, per maggiori dettagli si rimanda al Doc. rif. [13].

La zona sismogenetica più prossima al sito di progetto (ZS 905) è caratterizzata dall'elevata sismicità delle spinte alpine più attive in Veneto e Friuli, e dalla sismicità mista (alpina e dinarica) dell'area di confine tra Italia e Slovenia. In questa zona le caratteristiche di sismicità in termini di magnitudo massime (~6.5) e frequenza degli eventi sono nettamente superiori rispetto alle altre come evidente dalla distribuzione degli epicentri di Figura 9. Fra gli eventi recenti più significativi originati in quest'area, si ricorda il terremoto dei Friuli del 1976. In letteratura, i terremoti di questa regione risultano ben vincolati e associati a specifiche sorgenti sismiche sulla base di dati geologici affidabili. Per questa zona il valore di M_w massimo è di 6.66.

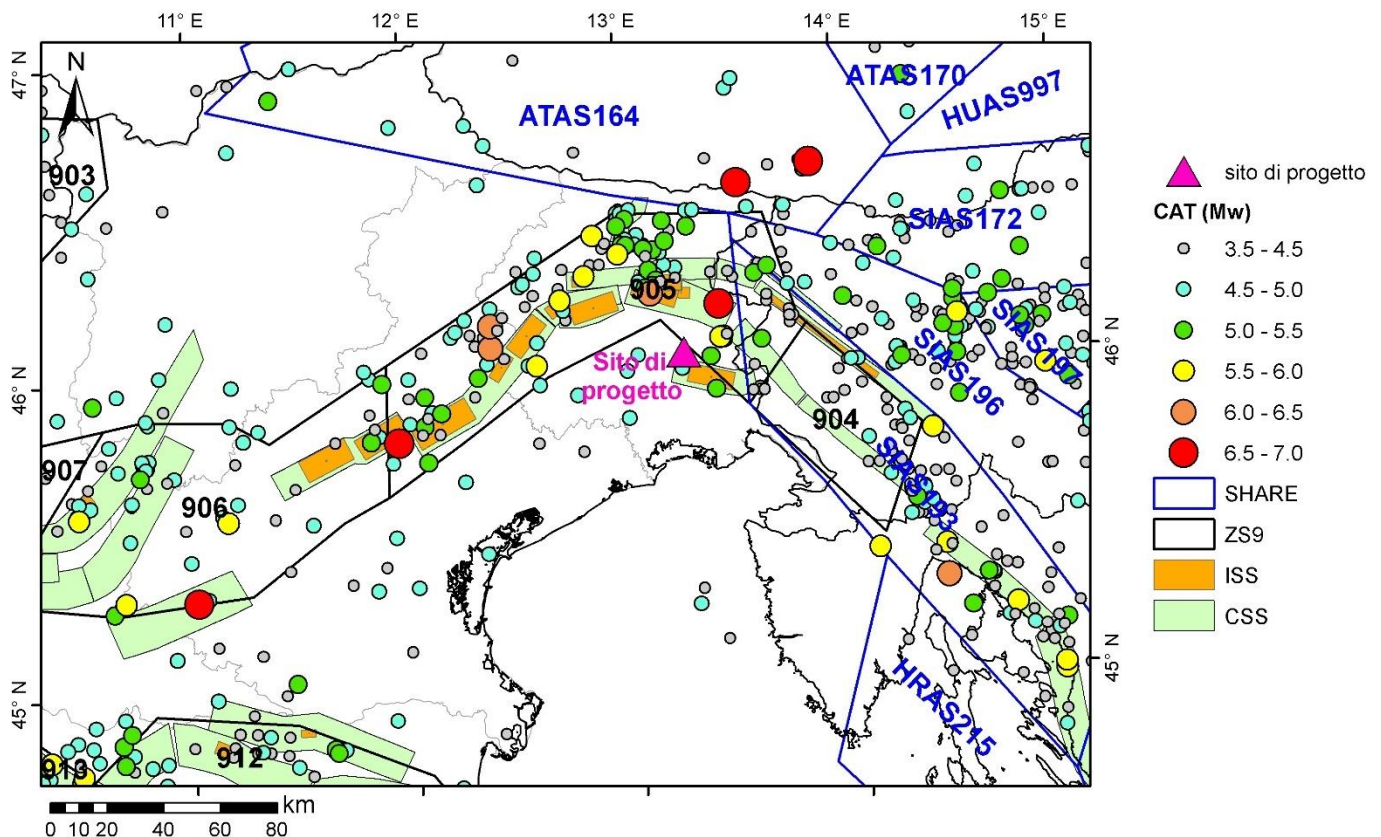


Figura 9 - Contesto sismo-tettonico della regione estesa nell'intorno del sito di progetto: i poligoni in nero rappresentano i confini delle sorgenti sismogenetiche del modello ZS9 (Meletti et al., 2008), i poligoni in blu rappresentano le aree sismogenetiche del modello SHARE (Giardini et al. 2013), i cerchi colorati identificano gli epicentri dei terremoti 1000-2006 del catalogo SHEECv3.3 (<http://www.efehr.org:8080/jetspeed/portal/hazard.psm1>) integrato con il catalogo CPTI11 e Iside fino al 2012 con le associate magnitudo momento. I rettangoli arancioni rappresentano le faglie individuali del modello DISS3 mentre quelli verdi i sistemi di faglie composite.

Le potenziali strutture di faglia più vicine all'area di progetto, riportate in Figura 10 dal database italiano delle zone sismogenetiche DISS3.2.1 (DISS Working Group 2018), sono costituite da sistemi di faglie composite (CSS).

La zona interessata dal progetto ricade all'interno della sorgente composita ITCS065 "Medea", caratterizzata da una sismicità intermedia ($4.5 < M_w < 5.0$) con la sola eccezione del terremoto del 23 aprile 1279, diretta causa della magnitudo massima pari a 5.4. All'interno della ITCS065 è evidenziata la sorgente individuale ITIS126.

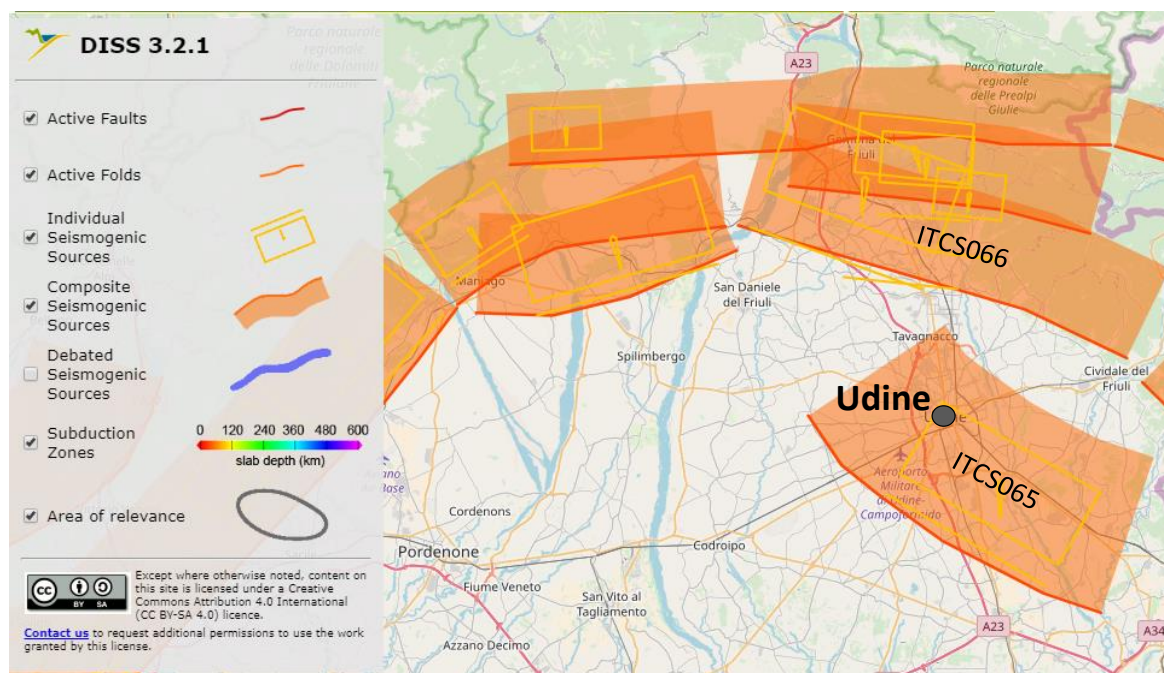


Figura 10 - Sorgenti sismogenetiche individuali e composite dal "Database of Individual Seismogenic Sources" (DISS 3.2) rilevanti per l'area in oggetto (cerchio grigio).

8.2. Sismicità dell'area

Nel seguito si fornisce un inquadramento dell'area interessata dalle opere dal punto di vista della sismicità locale, sulla base dell'individuazione delle sorgenti sismiche di interesse e degli effetti macrosismici registrati nel territorio circostante a seguito di terremoti storici.

Per la determinazione delle azioni sismiche di progetto si fa qui diretto riferimento alle indicazioni fornite dall'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (nel seguito NTC2018) per ciò che concerne la definizione del periodo di ritorno del terremoto di progetto e dei relativi valori di pericolosità sismica. Sulla base delle indicazioni normative, viene definita l'accelerazione di progetto funzione delle coordinate geografiche e della vita nominale delle opere.

L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) mette a disposizione una mappa interattiva della pericolosità sismica italiana definendo i valori di accelerazione al suolo (a_g) su tutto il territorio nazionale.

Il fabbricato in studio ricade nel comune di Pavia di Udine, come evidenzia l'immagine sottostante, possiede una accelerazione massima al suolo compresa tra 0,175g e 0,200g.

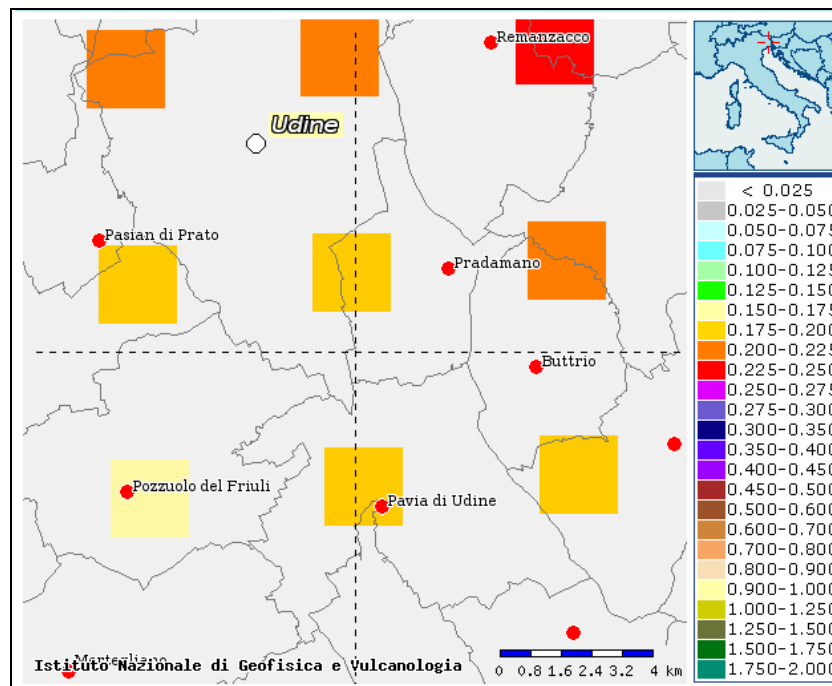



Figura 11 - Valori di pericolosità sismica nell'intorno dell'area di progetto ($T_R = 475$ anni), da elaborazioni DPC-INGV S1 (<http://essel-gis.mi.ingv.it/>)

8.3. Definizione dell'azione sismica di progetto

La definizione dell'azione sismica di progetto per l'opera segue quanto disposto dalla Norma di riferimento per il progetto, ossia le NTC2018. In particolare, l'azione sismica in base alla quale va valutato il rispetto dei diversi Stati Limite (di esercizio – SLE e Ultimi - SLU) per le strutture in progetto deve essere definita a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, 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 la determinazione delle ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ con 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 temporale di riferimento, funzione dello Stato Limite considerato per la verifica, 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.

	COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE PM CARGNACCO					
	PRG e ACC del nuovo PM di Cargnacco e delle opere sostitutive del P.L. interferenti con il nuovo P.M.					
RELAZIONE GEOTECNICA SL03	COMMESSA IZ09	LOTTO 00D26	CODIFICA RG	DOCUMENTO SL0300001	REV. A	FOGLIO 27 di 53

In allegato alle NTC 2008 (richiamate dalle NTC 2018) i valori dei suddetti parametri sono forniti per ognuno dei 10751 nodi del reticolo di riferimento che copre il territorio nazionale. I valori di punti intermedi alla griglia si ottengono per interpolazione sui quattro punti adiacenti.

Per definire i valori della pericolosità sismica di base è stato assunto un punto di calcolo pressoché baricentrico rispetto al fabbricato (lat. 45.971490– long. 13.264008).

In Figura 12 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).

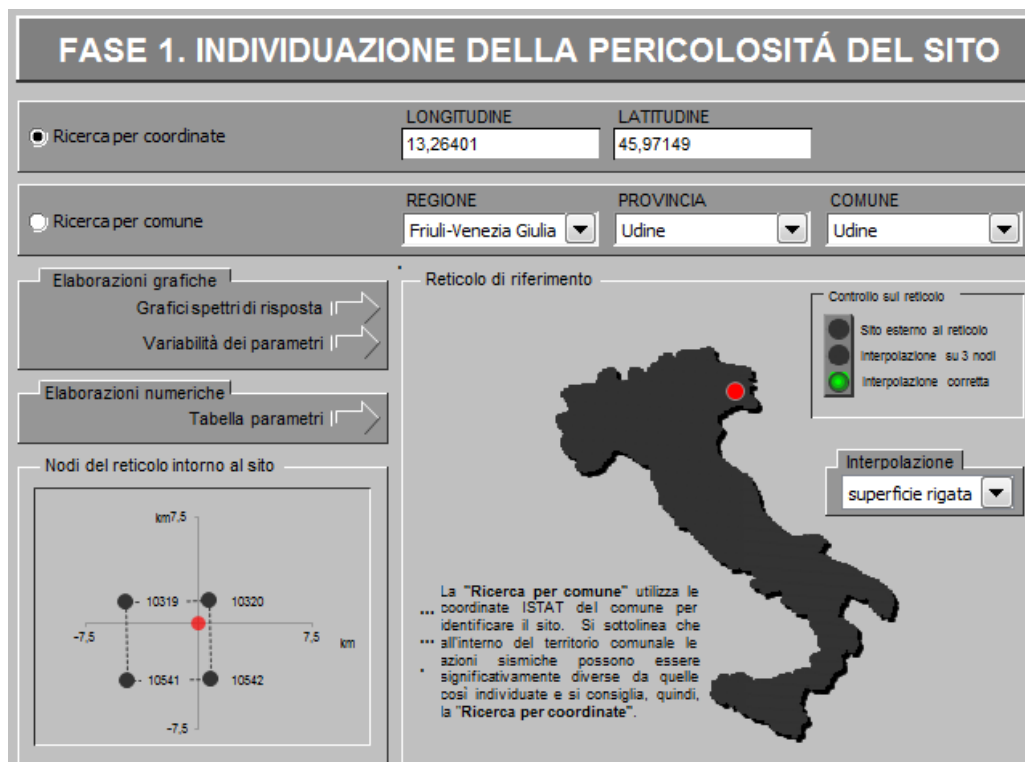



Figura 12- Nodi del reticolo di riferimento in corrispondenza al punto di calcolo. Elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v. 1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009

La Vita Nominale V_N di un'opera, intesa come il periodo temporale entro cui l'opera stessa possa 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 (opera ordinaria), ai fini della definizione dell'azione sismica, i progettisti hanno assunto:

	COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE PM CARGNACCO					
	PRG e ACC del nuovo PM di Cargnacco e delle opere sostitutive del P.L. interferenti con il nuovo P.M.					
RELAZIONE GEOTECNICA SL03	COMMESSA IZ09	LOTTO 00D26	CODIFICA RG	DOCUMENTO SL0300001	REV. A	FOGLIO 28 di 53

$$V_N = 75 \text{ anni}$$

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche, le opere sono suddivise dalle NTC2008 in classi d'uso, la cui appartenenza è stabilita in base all'importanza dell'opera rispetto alle esigenze di operatività a valle di un evento sismico. Nel caso in esame l'opera appartiene ragionevolmente alla Classe d'Uso II, ossia:

“Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti”.

Pertanto, sulla base delle indicazioni NTC2018, alla Classe d'Uso II corrisponde un coefficiente d'uso C_U pari a:

$$C_U = 1.$$

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

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.0 = 75 \text{ anni}$$

L'azione sismica di progetto va 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 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, 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 PVR dalla relazione:

$$T_R = - V_R / \ln(1-PVR)$$

I valori di periodo di ritorno dell'azione sismica, per i diversi Stati Limite, sono indicati nella seconda colonna di Tabella 8.1.

Accelerazione di riferimento su suolo rigido a_g

I valori di 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) e T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) per le coordinate del punto di riferimento ed i periodi di ritorno di interesse sono riportati in Tabella 8.1.

Tabella 8.1 - 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 $V_R = 75$ anni.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0,059	2,474	0,259
SLD	75	0,076	2,452	0,280
SLV	712	0,198	2,503	0,344
SLC	1462	0,259	2,530	0,358

Classificazione stratigrafica ai fini della amplificazione della azione sismica

La caratterizzazione sismica del terreno è condotta in accordo con il DM 17-01-2018, dove i terreni possono essere suddivisi nelle categorie riportate in Tabella 8.2. Secondo il nuovo decreto si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, VS.

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

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

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

con:

h_i = spessore dell'i-esimo strato;

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

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/s.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tabella 8.2.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>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.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>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.</i>
D	<i>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.</i>
E	<i>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.</i>

Tabella 8.2 – Categorie di sottosuolo (NTC 2018)

I valori di VS sono ottenuti mediante specifiche prove, nel dettaglio sono riportate nella Tabella 7.6. La prova eseguita mostra un andamento delle velocità crescente lungo la profondità investigata.

L'area in esame può quindi essere collocata, secondo la normativa italiana vigente, in classe B.

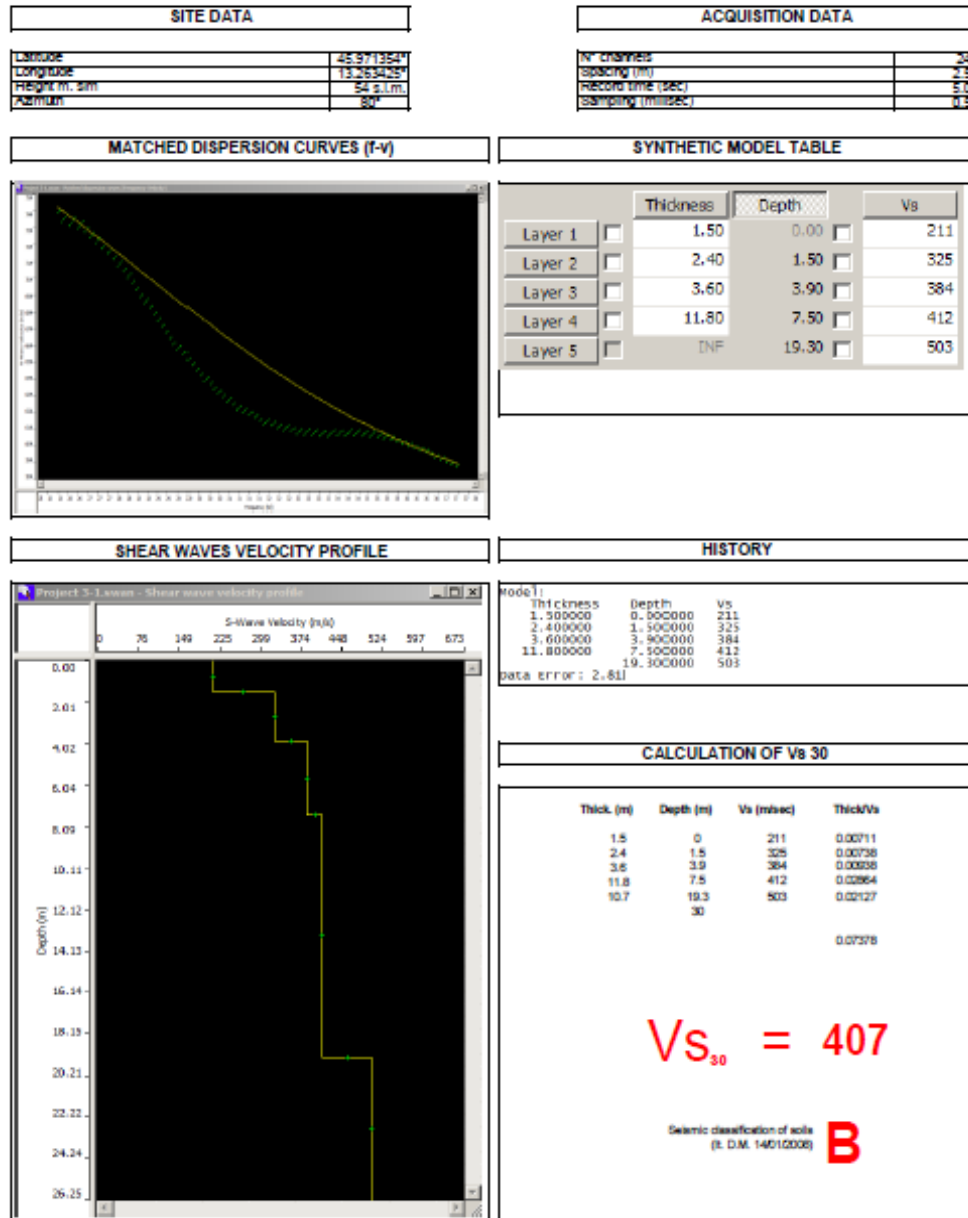


Figura 13 – Interpretazione delle Vs nella prova geofisica MASW 3 - 2015

Risposta sismica locale

Le NTC2018 definiscono il fattore di sito S come funzione sia della categoria di sottosuolo (S_s), sia dell'andamento della superficie topografica (S_T):

$$S = S_s \cdot S_T$$

Per quanto riguarda la categoria di sottosuolo, le indagini eseguite per il progetto mostrano che la stratigrafia delle aree di progetto è costituita da depositi fluvio-glaciali a granulometria grossolana, con alcuni livelli superficiali di materiale più fine, e lenti conglomeratiche a distribuzione non uniforme.

L'indagine MASW eseguita indica dei valori di velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ compresi tra 211 a 503 m/s.

L'insieme dei dati consente di assumere per la definizione dell'azione sismica di progetto la categoria di sottosuolo B (dalla Tabella 3.2.II-II delle NTC 2018), come illustrato nel capitolo recedente.

Il coefficiente S_S si ottiene dalla seguente espressione (vedi Tabella 3.2.IV del par. 3.2.3 delle NTC2018):

$$S_S = 1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1.20$$

L'area risulta del tutto pianeggiante (categoria topografica T1), per cui il coefficiente di amplificazione topografica S_T assume valore 1.

Sulla base di quanto sopra, la Tabella 8.3 sintetizza le azioni sismiche di progetto per i 4 stati limite di riferimento, derivanti dalla pericolosità sismica locale e dalle condizioni stratigrafiche e topografiche di sito.

Si rimanda al testo delle NTC2018 per ogni altra indicazione, ad esempio in merito alla definizione degli spettri elastici di risposta.

Tabella 8.3 Valori dei parametri a_g , F_o , T_c , S_S , S_T , S , 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 $V_R = 75$ anni.

SL	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)	S_S	S_T	S	a_{max}
SLO	45	0.059	2.474	0.259	1.20	1	1.20	0.0708
SLD	75	0.076	2.452	0.280	1.20	1	1.20	0.0912
SLV	712	0.198	2.503	0.344	1.20	1	1.20	0.2376
SLC	1462	0.259	2.530	0.358	1.137	1	1.137	0.2945

	COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE PM CARGNACCO					
	PRG e ACC del nuovo PM di Cargnacco e delle opere sostitutive del P.L. interferenti con il nuovo P.M.					
RELAZIONE GEOTECNICA SL03	COMMESSA IZ09	LOTTO 00D26	CODIFICA RG	DOCUMENTO SL0300001	REV. A	FOGLIO 33 di 53

9. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, descritti nei paragrafi successivi, tengono conto degli elaborati geologici (vedi Doc. rif. [18], [19] e [20]) e del profilo geotecnico (vedi Doc. rif. [13]) nonché gli studi a carattere geologico, nell'ambito dei quali sono state effettuate le indagini (vedi i capitoli 5 e 6).

Inoltre, i dati ricavati dalla campagna di indagine 2015 e 2019 sono stati elaborati e confrontati al fine di caratterizzare le unità geotecniche presenti nell'area in esame; nel dettaglio, come già descritto, la successiva caratterizzazione geotecnica riguarda le indagini (vedi Tabella 7.5 e Tabella 7.6) nelle vicinanze della futura posizione del fabbricato tipologico PM Cargnacco.

I risultati di queste analisi, svolte per ogni singola unità, sono presentati nei paragrafi che seguono. Sulla base di una stima ragionata e cautelativa i parametri fisico-meccanici delle unità individuate sono espressi come valori caratteristici.

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è fatta principalmente sulla base:

- della descrizione stratigrafica del sondaggio e prove SPT;
- delle prove di laboratorio, laddove disponibili, sui campioni di terreno;
- prova geofisica.

Dal punto di vista dei criteri di descrizione geotecnica sono state distinte diverse unità, e successivamente vengono espone le principali caratteristiche litologia e le correlazioni empiriche utilizzate per la loro rappresentazione. Nel capitolo 10, si riassumono i parametri fisico-meccanici delle unità geotecniche cautelativamente identificati sulla base della descrizione litologica, delle indagini geognostiche e delle elaborazioni di tutte le prove geotecniche.

In ALLEGATO 2 viene riportato uno stralcio del profilo stratigrafico –geotecnico.

9.1. Profilo stratigrafico

In particolare, il sondaggio S3, al di sotto di un livello ghiaioso in matrice limosa di circa 3 m di spessore, si incontrano ghiaie sabbiose sino a 30 m da p.c., con un livello tra 27 e 29 m di conglomerato. Dall'indagine geofisica ERT3

Come già accennato, il livello di falda assunto in questa sede è stato definito sulla base dei dati bibliografici, delle prove Lefranc e delle considerazioni cautelative descritte nel capitolo 6, considerando una quota assoluta della falda pari a +24,50m s.l.m.

Le indicazioni sulle profondità della falda sono inserite esplicitamente in sede di profilo geotecnico e geologico.

9.2. Determinazione dei parametri di resistenza e deformabilità da prove SPT

Nel corso dei sondaggi sono state eseguite, all'interno degli strati di natura prevalentemente granulare, prove penetrometriche dinamiche di tipo SPT i cui risultati sono riportati in seguito.

*Liao e Whitman -
1985*

Profondità	N _{spt}	N _{spt}
m	N ₆₀ (colpi/cm)	(N ₁) ₆₀
3	38	52
6	100	91
9	100	75
12	100	65
15	100	58
18	49	26
21	71	35
24	72	33
27	100	43

Tabella 9.1 – Valori N_{spt} sondaggio S3 2015

É possibile valutare i valori di N_{spt} normalizzati per tenere conto della pressione efficace del terreno sovrastante σ'_{v0} , con la seguente espressione:

$$N_1 = N_{spt} \cdot \left(\frac{p_{atm}}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

dove n è un coefficiente posto pari a 0.5 (Liao e Withman, 1985).

É inoltre possibile tenere conto del rendimento del sistema di infissione ER:

$$(N_1)_{60} = N_1 \cdot \frac{ER}{60}$$

Poichè il rendimento medio dei sistemi di battitura in Italia è del 60%, generalmente questa correzione viene trascurata.

9.2.1. Caratteristiche fisiche

Densità relativa

Sono state interpretate le prove SPT non andate a rifiuto secondo Gibbs e Holz (1957) e Yoshida et al (1988).

Per quanto riguarda Yoshida et al (1988) la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente legge:

$$D_r = 25 * (N_{SPT})^{0.44} * (\sigma_v')^{-0.13}$$

essendo:

σ_v' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kPa)

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione

D_r = densità relativa (-)

Infine, in accordo Gibbs e Holz (1957) la densità relativa può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente espressione:

$$D_r = [N_{SPT} / (16 + 23 * \sigma_{v0}')]^{0.5}$$

Si riportano di seguito i valori relativi alla densità relativa riscontrati dalle correlazioni descritte.

Tabella 9.2 - Interpretazione prove SPT per il calcolo della Densità relativa.

						Liao e Whitman - 1985		Skempton (1986)		Yoshida et al (1988)	Gibbs e Holtz (1957)
Peso di volume	Profondità	sigma,v	u idro	sigma',v	Nspt	Nspt	Dr	A	B	Dr	Dr
kN/m3	m	kPa	kPa	kPa	N_{60} (colpi/cm)	$(N_1)_{60}$	%			%	%
18	3	54	0	54	38	52	34	43,3	21,7	74	100
20	6	120	0	120	100	91	51	43,3	21,7	100	100
20	9	180	0	180	100	75	63	43,3	21,7	97	100
20	12	240	0	240	100	65	72	43,3	21,7	93	100
20	15	300	0	300	100	58	81	43,3	21,7	90	100
20	18	360	0	360	49	26	88	43,3	21,7	64	69
20	21	420	0	420	71	35	95	43,3	21,7	74	78
20	24	480	0	480	72	33	100	43,3	21,7	74	74
20	27	540	0	540	100	43	100	43,3	21,7	84	83

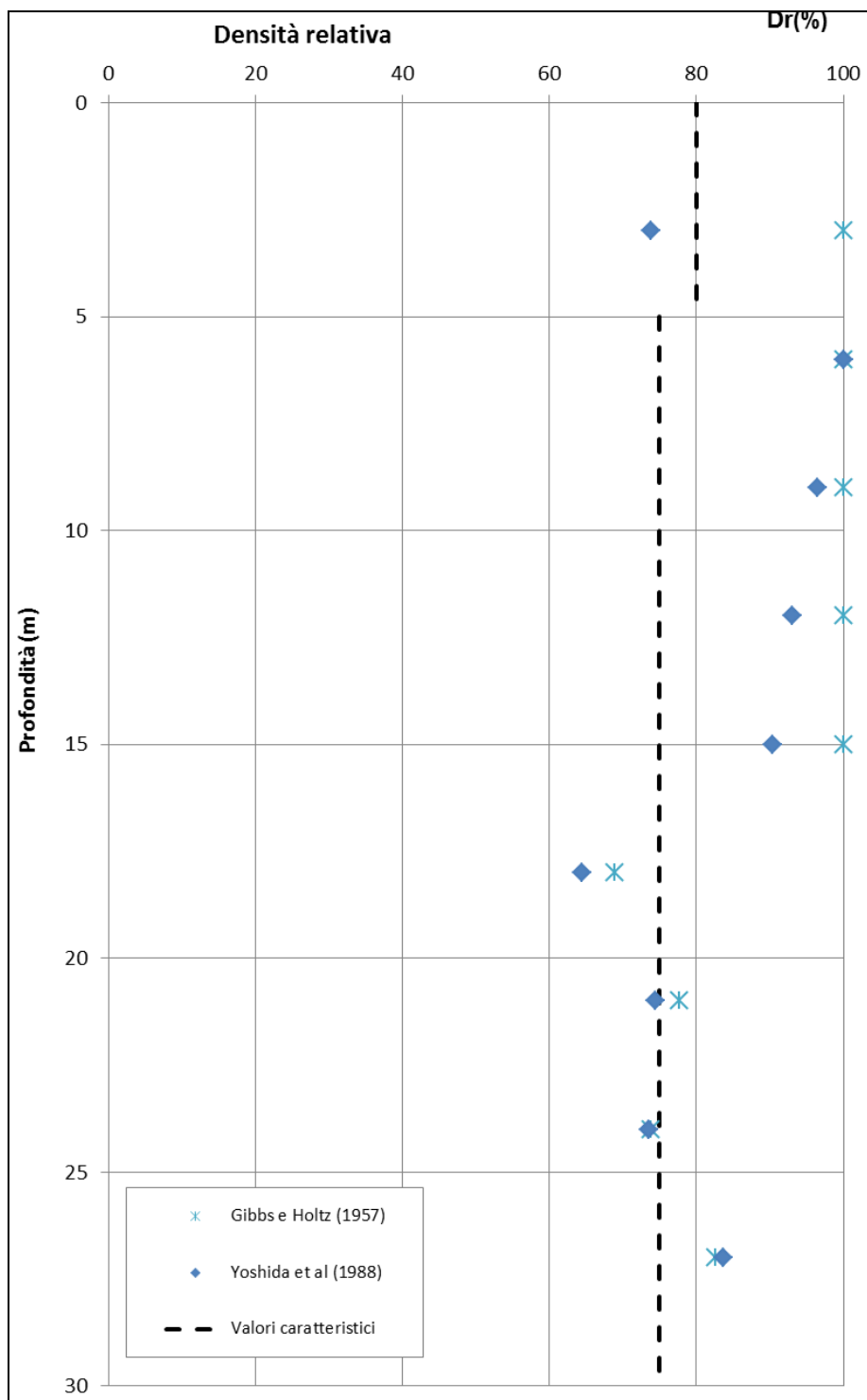


Figura 14 – Interpretazione della Densità relativa da prove SPT, per le unità geotecniche 1 e 2.

9.2.2. Parametri di resistenza

L'angolo di attrito è stato stimato a partire dai valori di N_{spt} e della densità relativa con le seguenti correlazioni.

Per le sabbie da medie e grossolane fino a ghiaiose l'angolo di resistenza al taglio è stato valutato con le seguenti correlazioni:

Shioi e Fukuni - Japanese National Railway (1982)

$$\varphi' = 0.3 \cdot N_{spt} + 27^\circ$$

Owasaki & Iwasaki

$$\varphi' = \sqrt{20 \cdot N_{spt} + 15^\circ}$$

Sono state inoltre utilizzate le correlazioni valide per i terreni sabbiosi in genere:

Sowers (1961)

$$\varphi' = 0.28 \cdot N_{spt} + 28^\circ$$

Schmertmann (1977)

$$\varphi' = \alpha + \beta \cdot D_r$$

essendo:

α, β = costanti empiriche indicate in Tabella 9.3

Tabella 9.3: Costanti empiriche α e β (Schmertmann (1977))

Tipo di materiale	α	β
Sabbia fini uniforme	28	0,14
Sabbia fine ben gradata-media uniforme	31,5	0,115
Sabbia fine ben gradata-grossa uniforme	34,5	0,1
Sabbie e ghiaie poco limose-ghiaietto uniforme	38	0,08

Si osserva che i valori degli angoli di resistenza al taglio ottenuti con le correlazioni proposte da Schmertmann vengono spesso sovrastimati.

Infine è stata considerata la correlazione di Meyerhof (1965) che considera terreni con una percentuale di limo >5%:

$$\phi' = 29,47 + 0.46N_{spt} - 0.004N_{spt}^2$$

Tabella 9.4 - Interpretazione delle prove SPT per il calcolo dell'Angolo di resistenza al taglio.

Peso di volume	Profondità	sigma _v	u idro	sigma' _v	sigma' _v	Liao e Whitman - 1985		Schmertmann (1977)			Meyerhof (1965)
						N _{spt}	N _{spt}	Angolo di resistenza al taglio φ	α	β	Angolo di resistenza al taglio φ
kN/m ³	m	kPa	kPa	kPa	kg/cm ²	N ₆₀ (colpi/cm)	(N ₁) ₆₀				
18	3	54	0	54	0,54	38	52	43,9	38	0,08	42,6
20	6	120	0	120	1,20	100	91	46,0	38	0,08	38,1
20	9	180	0	180	1,80	100	75	45,7	38	0,08	41,5
20	12	240	0	240	2,40	100	65	45,4	38	0,08	42,5
20	15	300	0	300	3,00	100	58	45,2	38	0,08	42,7
20	18	360	0	360	3,60	49	26	43,2	38	0,08	38,7
20	21	420	0	420	4,20	71	35	44,0	38	0,08	40,6
20	24	480	0	480	4,80	72	33	43,9	38	0,08	40,3
20	27	540	0	540	5,40	100	43	44,7	38	0,08	41,9

Le prove di laboratorio hanno riguardato una prova di taglio diretto alla profondità di 5m dalla bocca del sondaggio.

c' (KPa)	φ'	Profondità (m)	Sondaggio
7,3	27,4	1	S3-2015

I risultati della prova sono stati implementati alle prove SPT e riportati nel grafico sottostante.

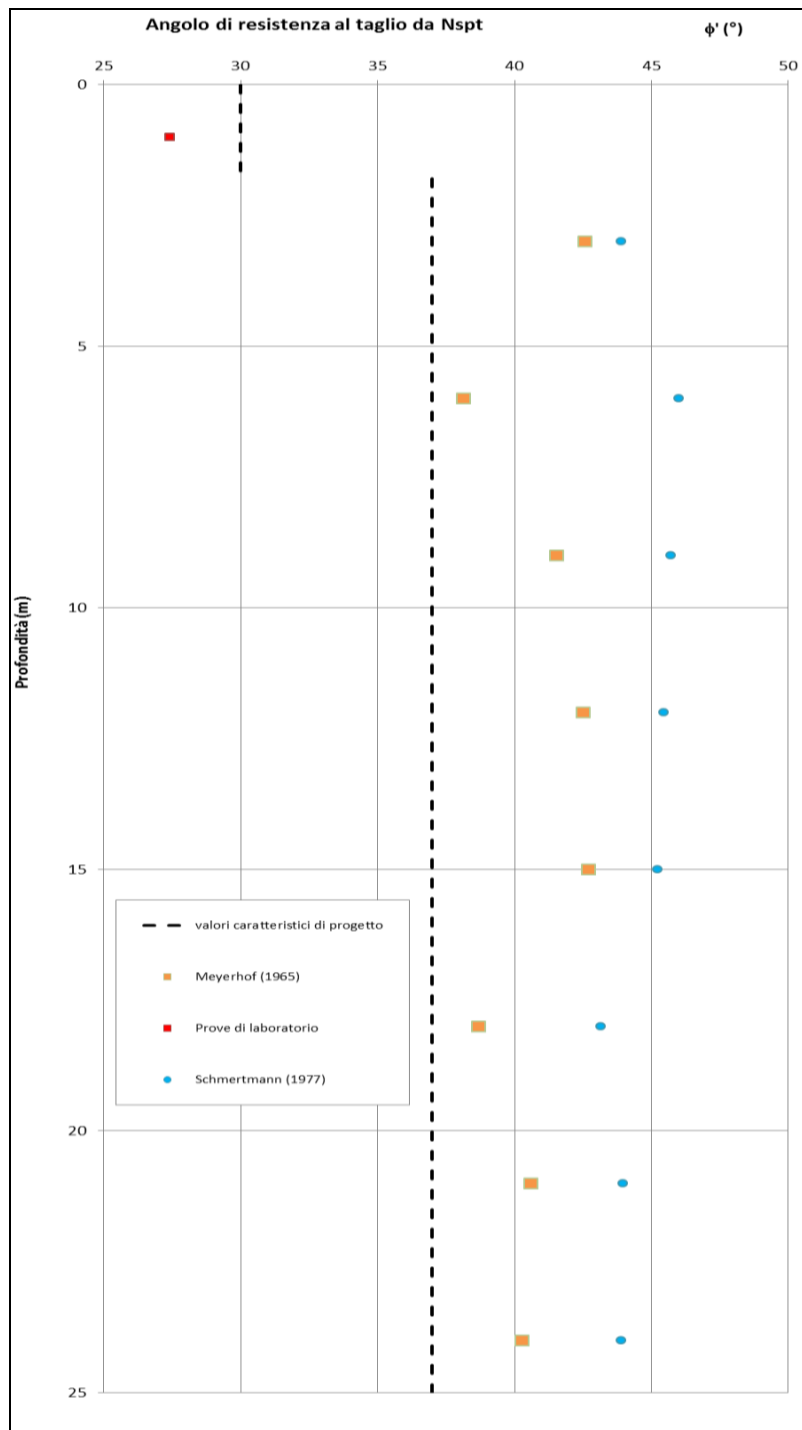


Figura 15 – Interpretazione dell'angolo di resistenza al taglio da prove SPT e prove di laboratorio.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE PM CARGNACCO</p> <p>PRG e ACC del nuovo PM di Cargnacco e delle opere sostitutive del P.L. interferenti con il nuovo P.M.</p>					
	<p>RELAZIONE GEOTECNICA SL03</p>	<p>COMMESSA IZ09</p>	<p>LOTTO 00D26</p>	<p>CODIFICA RG</p>	<p>DOCUMENTO SL0300001</p>	<p>REV. A</p>

9.2.3. Parametri di deformabilità

Modulo elastico

Il Modulo di Young in funzione dei valori della velocità delle onde di taglio V_s e del coefficiente di Poisson il parametro è definito dalla seguente relazione:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0,30

G_0 = modulo iniziale di taglio (MPa)

E_0 = modulo di Young (MPa)

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/sec.

Inoltre, dove è stato possibile interpretare le prove SPT si sono utilizzate le seguenti correlazioni:

D'Appollonia (1970) il modulo elastico E(MPa) può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente legge:

terreni normalconsolidati

$$E = 0.756 \cdot N_{SPT} + 18.75$$

Pasqualini (1983) il modulo elastico E(MPa) può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente legge:

$$E = 7 \cdot (N_{SPT})^{0.5}$$

Modulo elastico E_{25}

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) per la stima dei moduli elastici operativi da prove SPT valgono le seguenti espressioni:

$$E'_{25} = (10,5 - 3,5 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$E'_{25} = (52,5 - 35 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

essendo:

E_{25}' = modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%;

D_r = densità relativa espressa come frazione dell'unità;

N_{SPT} = numero di colpi in prova SPT.

Si rileva che nel caso di materiali ghiaioso-sabbiosi e per valori di densità relativa D_r inferiori a 50% le espressioni suddette conducono ad una sottostima dei valori di E_{25}' .

Tabella 9.5 - Interpretazione delle prove SPT per il calcolo del Modulo operativo.

Profondità	$\sigma_{v,v}$	u idro	$\sigma_{v,v}$	$\sigma_{v,v}$	Nspt	Nspt	Liao e Whitman -	D'Appollonia (1970)	E25 Jamiolkowski et al -1988	Pasqualini (1983)
							1985	Modulo di Young E	Modulo di Young E25	Modulo di Young E
m	kPa	kPa	kPa	kg/cm ²	N_{60} (colpi/cm)	$(N_1)_{60}$		MPa	MPa	MPa
3	54	0	54	0,54	38	52		47,5	34,1	43,2
6	120	0	120	1,20	100	91		94,4	89,8	70,0
9	180	0	180	1,80	100	75		94,4	89,8	70,0
12	240	0	240	2,40	100	65		94,4	89,8	70,0
15	300	0	300	3,00	100	58		94,4	89,8	70,0
18	360	0	360	3,60	49	26		55,8	44,0	49,0
21	420	0	420	4,20	71	35		72,4	63,8	59,0
24	480	0	480	4,80	72	33		73,2	64,7	59,4
27	540	0	540	5,40	100	43		94,4	89,8	70,0

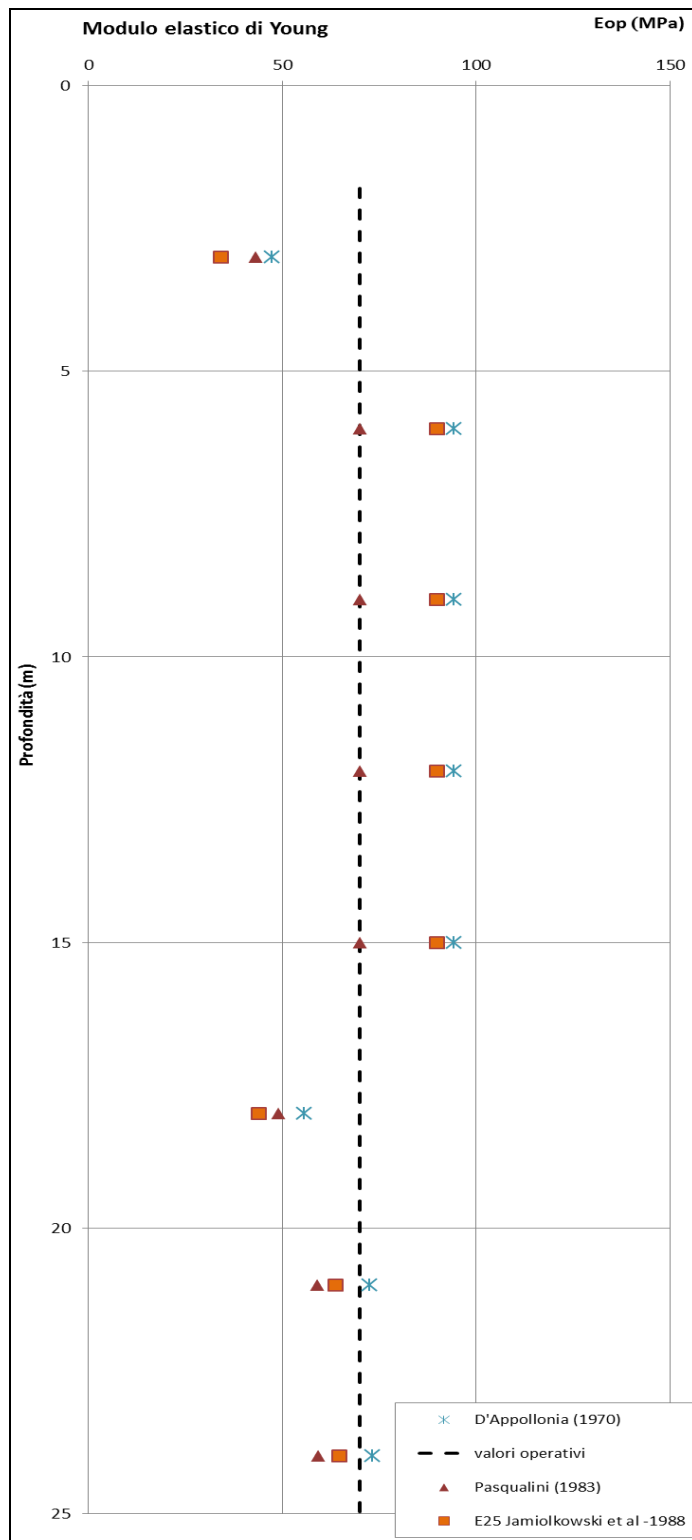


Figura 16 – Interpretazione del modulo operativo da prove SPT dell'Unità geotecnica 2.

La prova geofisica MASW e l'andamento delle Vs ha consentito il confronto con le prove SPT e di definire il modulo Eop della prima unità geotecnica. Mentre per quanto riguarda l'unità geotecnica 2 il modulo Eop derivante dalla prova geofisica fornisce un valore al di sopra dell'interpretazione da prove SPT, pertanto si adatterà il valore del modulo derivante dalla Figura 16.

Nel dettaglio, si riporta il calcolo del modulo di Young alle piccole deformazioni (E_0) di materiali isotropi possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio Vs utilizzando le equazioni sopra descritte. Si è potuto ricavare il modulo Eop dividendo il modulo E_0 per 5.

Tabella 9.6 - Interpretazione del modulo Eop dalla prova geofisica.

Unità	Profondità (m)	Vs (m/s)	Coeff. Poisson	G0 (kPa)	G0 (MPa)	E0 (kPa)	E0 (MPa)	Eop (Mpa)
1	1,5	211	0,3	86228	86	224193	224	45
2	15	400	0,3	309888	310	805708	806	161



Figura 17 - Andamento delle Vs. In rosso è evidenziato il valore considerato ($V_s=120\text{m/s}$) e in verde è il letto della prima unità geotecnica.

10. MODELLO GEOTECNICO

In base ai valori dei parametri meccanici che caratterizzano le Unità costituenti i terreni investigati, si procede di seguito con la definizione del modello geotecnico di riferimento che verrà adottato per la progettazione e verifica delle strutture.


Nelle tavole del profilo geotecnico Doc. rif. [13] si riportano le stratigrafie delle unità geotecniche individuate, le misure eseguite in sito (SPT), la posizione dei campioni estratti e le quote della superficie piezometrica misurate a fine sondaggio.

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella sottostante vengono riassunti i parametri medi caratteristici delle unità geotecniche.

<p>Indagini geognostiche S3-2015 (+56,00m s.l.m) MASW 3 - 2015</p> <p>Quota falda progettazione (dalla carta idrogeologica e dalla relazione geologica del PD) +24,50m s.l.m. Quota sommità profilo +56,00m slm</p>										
ID	Descrizione	z iniz (m da p.c.)	z fin (m da p.c.)	Spessore (m)	z media (m da p.c.)	Densità relativa Dr (%)	Peso dell'unità di volume γ (kN/m ³)	Angolo di resistenza al taglio ϕ'	Coeseione efficace c' (MPa)	Modulo elastico di Young Eop (MPa)
1	Sabbia con argilla limosa ghiaiosa	0	1,8	1,8	0,9	80	18	30	0	45
2	Ghiaia sabbiosa con ciottoli	1,8	30	28,2	14,1	75	20	34	0	70

Inoltre si riassumono le caratteristiche dell'azione sismica di progetto per l'opera descritta nella seguente relazione:

Categoria di sottosuolo	B
Categoria topografica	T1
VN	75
Cu	1
Classe d'Uso	II

	COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE PM CARGNACCO					
	PRG e ACC del nuovo PM di Cargnacco e delle opere sostitutive del P.L. interferenti con il nuovo P.M.					
RELAZIONE GEOTECNICA SL03	COMMESSA IZ09	LOTTO 00D26	CODIFICA RG	DOCUMENTO SL0300001	REV. A	FOGLIO 45 di 53

11. SUSCETTIBILITÀ DEI TERRENI ALLA LIQUEFAZIONE

Il termine liquefazione comprende una serie di 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. Tali fenomeni sono legati allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che causano una riduzione della tensione efficace nel terreno e quindi una riduzione della resistenza al taglio:

$$\tau_f = (\sigma - u) \cdot \operatorname{tg}\phi'$$

Se la pressione interstiziale u aumenta fino ad eguagliare la pressione totale σ , la pressione efficace si annulla e la resistenza al taglio si azzerando portando a fluidificazione il terreno.

La probabilità che un deposito incoerente raggiunga le condizioni di liquefazione dipende da molteplici fattori tra i quali:

- proprietà geotecniche del terreno (stato di addensamento, composizione granulometrica);
- condizioni di drenaggio;
- caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata;
- genesi e storia geologica dei terreni;
- fattori ambientali.

Ad un minore grado di addensamento del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) corrisponde un aumento della probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione. Anche la distribuzione, la forma delle particelle e il grado di uniformità influenzano notevolmente il fenomeno, per le implicazioni che questi fattori hanno sulla resistenza al taglio e per la modalità di dissipazione della pressione interstiziale in eccesso.

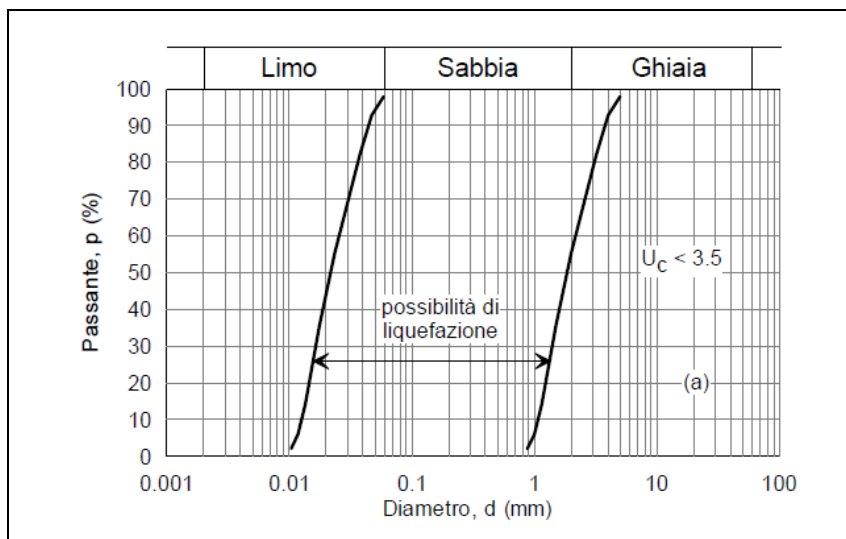
Secondo quanto riportato nelle nuove “Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC-2018) è necessario controllare la presenza di strati di terreno sabbiosi che possono essere potenzialmente soggetti a fenomeni di liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza 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.

Secondo quanto previsto dalle NTC2018 (capitolo 7.11.3.4) la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

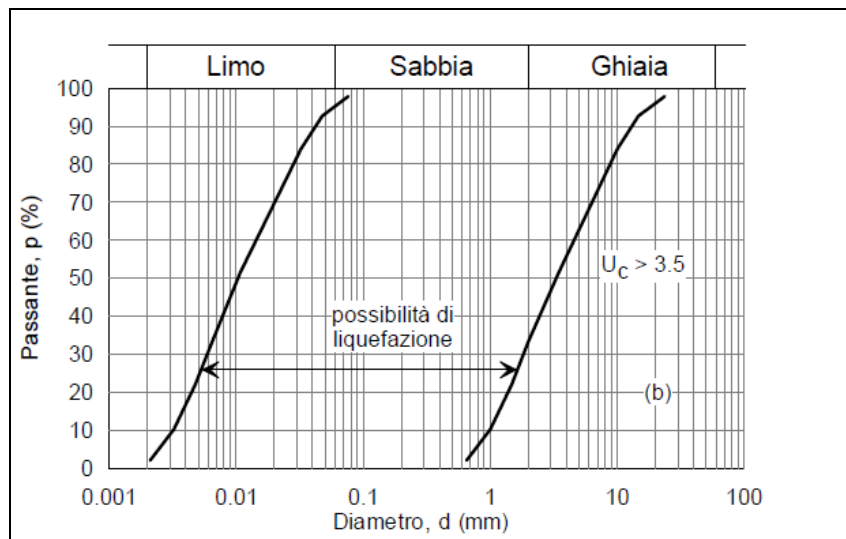
- 1) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g
- 2) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 3) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$; dove $(N1)_{60}$ 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 efficace verticale di 100 kPa;

- 4) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 18 (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 18 (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



(a)



(b)

Figura 18 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione. Terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ (a) e terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ (b).

Per quanto riguarda la potenziale liquefazione dei terreni si è esaminata la profondità della falda assunta pari a +35,00m s.l.m. (circa 26,50m da piano campagna), la granulometria grossolana (Figura 19) e i valori delle prove in sito SPT in Tabella 9.1.

A tale proposito vista la profondità della falda maggiore a 15m dal piano campagna, visti i risultanti delle prove SPT dove la maggior parte risulta essere > 30 e valutata la granulometria prevalentemente ghiaiosa, si ritiene che per i punti 2), 3) e 4) di escludere al possibilità dei terreni investigati a liquefare.

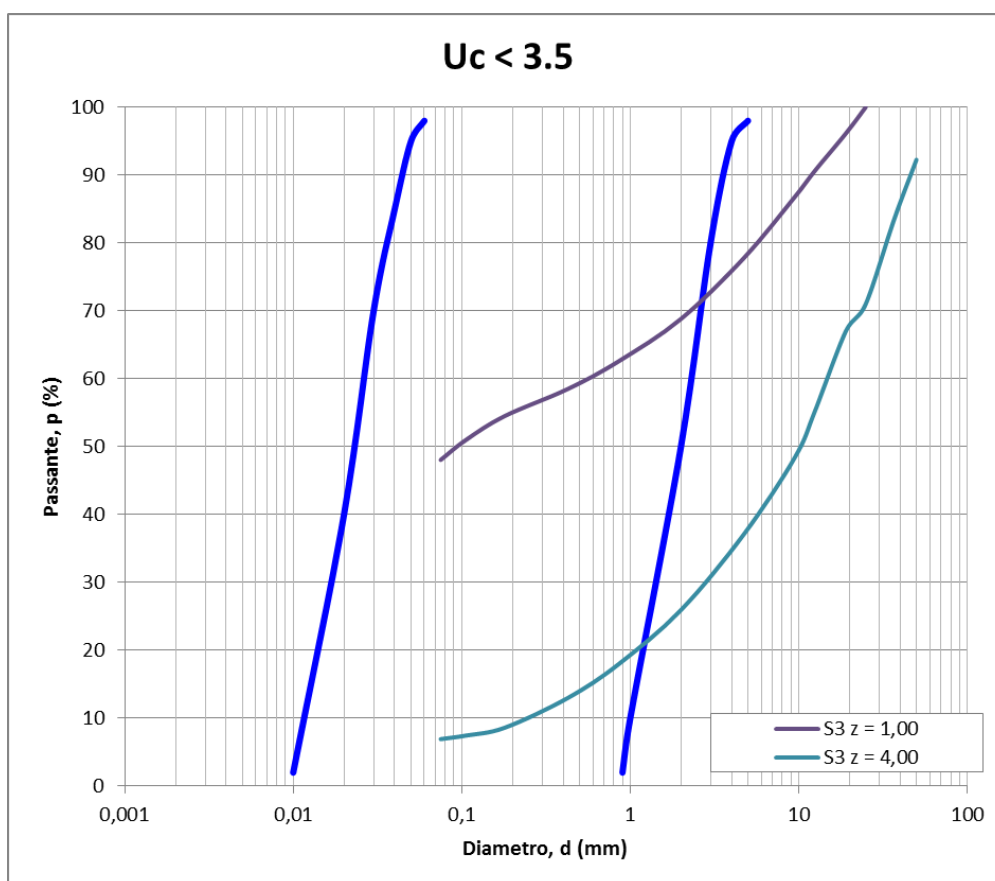


Figura 19 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione dei due campioni alle profondità di 1m e 4m da piano campagna.



**COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE
PM CARGNACCO**

**PRG e ACC del nuovo PM di Cargnacco e delle opere sostitutive
del P.L. interferenti con il nuovo P.M.**

RELAZIONE GEOTECNICA SL03

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ09	00D26	RG	SL0300001	A	48 di 53

ALLEGATI

ALLEGATO 1 SINTESI DELLE PROVE DI LABORATORIO ESEGUITE NELLA CAMPAGNA DI
INDAGINI DELL'ANNO 2015

**ALLEGATO 2 STRALCIO NON IN SCALA DEL PROFILO STRATIGRAFICO-GEOTECNICO DI
DETTAGLIO**

Relazione geotecnica

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR72	00 D 11	RB	FV0000 001	A	53 di 53

