

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA
U.O. INFRASTRUTTURE NORD

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

SCALA:

-

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

I Z 0 9 0 0 D 2 6 R I G E 0 0 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	F. Serrau <i>F. Serrau</i>	Settembre 2019	N. Carella <i>N. Carella</i>	Settembre 2019	<i>[Signature]</i>	Settembre 2019	F. Sacchi Settembre 2019

ITFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD
Via S. Francesco 2000
00187 Roma
Dati e opere ingegneristiche di interesse di linea
[Signature]

File: IZ0900D26RIGE0000001A.docx

n. Elab.:

INDICE

1. PREMESSA.....	5
2. DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO.....	7
ELABORATI DI PROGETTO	7
2.1. NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI	8
2.2. BIBLIOGRAFIA	8
3. STATO DI FATTO DELL'INTERA LINEA FERROVIARIA.....	10
4. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI PROGETTO	11
4.1. RADDOPPIO LINEA UDINE – PALMANOVA - CERVIGNANO.....	11
4.2. GENERALITÀ SUGLI INTERVENTI INTERFERENTI AL RADDOPPIO DI LINEA	11
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 PER LE OPERE DI SOTTOVIA E DEL RADDOPPIO DI LINEA FERROVIARIA	26
8.1. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO RELATIVA AL FABBRICATO PM CARGNACCO	29
9. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	33
9.1. PROFILO STRATIGRAFICO.....	33
9.2. DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI DI RESISTENZA E DEFORMABILITÀ DA PROVE SPT.....	34
9.2.1. <i>Caratteristiche fisiche</i>	36

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ09	00 D 26	RI	GE0000 001	A	3 di 89

9.2.2. Parametri di resistenza.....	39
9.2.3. Parametri di deformabilità.....	42
10. MODELLO GEOTECNICO	46
11. SUSCETTIBILITÀ DEI TERRENI ALLA LIQUEFAZIONE.....	48
12. CRITERI DI VERIFICA	51
12.1. VERIFICHE STABILITÀ GLOBALE	52
12.2. VERIFICA ALLO SCIVOLAMENTO.....	52
12.3. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE PER FONDAZIONI DIRETTE.....	53
12.4. STIMA DEI CEDIMENTI.....	55
13. VERIFICA DEI RILEVATI.....	57
13.1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DA RILEVATO.....	57
13.1. CARICHI DI PROGETTO	57
13.2. SEZIONE DI CALCOLO E RISULTATI.....	58
13.1. VERIFICHE SLU ED SLV	59
13.2. VERIFICHE AGLI SLE.....	61
14. VERIFICA DEL FABBRICATO PM CARGNACCO	64
14.1. CARICHI DI PROGETTO	64
14.2. VERIFICHE AGLI SLU ED SLV	65
14.3. VERIFICHE AGLI SLE.....	68

ALLEGATI

- ALLEGATO 1 STRATIGRAFIE DEI SONDAGGI DELLE CAMPAGNE DI INDAGINI DELL'ANNO 2015 E 2019
- ALLEGATO 2 SINTESI DELLE PROVE DI LABORATORIO ESEGUITE NELLA CAMPAGNA DI INDAGINI DELL'ANNO 2015 E 2019
- ALLEGATO 3 STRALCIO NON IN SCALA DEL PROFILO STRATIGRAFICO-GEOTECNICO DI DETTAGLIO



**COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE-PRG E ACC
DEL P.M. CARGNACCO E OPERE SOSTITUTIVE DEI PL
INTERFERENTI**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ09	00 D 26	RI	GE0000 001	A	4 di 89

ALLEGATO 4 INTERPRETAZIONE DELLE PROVE GEOFISICHE

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 Carnacco 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 per il tratto di linea ferroviario di raddoppio, per i nuovi sottovia al km 7+186 (SL01) e km 8+015 (SL02) e per il IN01 nuovo manufatti di sottoattraversamento di Roggia Palma.

Il documento è articolato come segue:

- Il **capitolo 2** elenca i documenti, le normative e la bibliografia di riferimento.
- Il **capitolo 3** 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.
- 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.

2. DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

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

Elaborati di progetto

Elaborati di carattere progettuale

- [1] Relazione generale delle opere civili – Progetto Definitivo - Doc. NG0P01D26RGOC0000001A
- [2] Planimetria di inquadramento degli interventi - Progetto Definitivo - NG0P01D26P8CS0000001A
- [3] Relazione tecnico descrittiva - SL01 Nuovo sottopasso al km 7+186 - Progetto Definitivo - NG0P01D26ROGA0100001A
- [4] Relazione tecnico descrittiva - SL02 Nuovo sottopasso al km 8+015 - Progetto Definitivo - NG0P01D26ROGA0100001A
- [5] Relazione tecnico descrittiva - SL03 Nuovo sottopasso al km 10+291 - Progetto Definitivo - NG0P01D26ROGA0100001A
- [6] Relazione tecnico descrittiva – IN01 nuovo manufatti di sottoattraversamento di Roggia Palma - Progetto Definitivo - NG0P01D26RIIN2302001A
- [7] Relazione generale delle opere civili – FA01 Fabbricati tipologico T2 – PM Carnacco – NG0P2D26ROFA0100001A

Elaborati di carattere geologico, idrogeologico e geognostiche (sito e laboratorio) e geotecnico

- [8] Profilo geotecnico - Progetto Definitivo - NG0P01D26F6OC0001001A
- [9] Relazione geotecnica generale - Progetto Definitivo - NG0P01D26W9OC0001001A
- [10] Relazione geologica, geomorfologica e sismica – Progetto Definitivo - Doc. IZ09 00 D 69 RG GE0001 001 A
- [11] Carta e profilo geologico – Progetto Definitivo - IZ09 00 D 69 NZ GE0001 001 A
- [12] Carta e profilo idrogeologico – Progetto Definitivo - IZ09 00 D 69 NZ GE0002 001 A
- [13] Indagini geofisiche – Progetto Definitivo - IZ09 00 D 69 IG GE0005 001 A
- [14] Sondaggi e stratigrafie – Progetto Definitivo - IZ09 00 D 69 SG GE0005 001 A
- [15] Indagini geognostiche bibliografiche - Progetto Definitivo - IZ09 00 D 69 SG GE0005 002 A

Software

- [16] Slide 7.026 – Rocscience Inc. (www.rocscience.com)

2.1. Normative e raccomandazioni

- 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.
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 ” Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 B “Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 3 Corpo Stradale”.
- Norme UNI ENV 1991, UNI ENV 1992, UNI EN 1993, UNI EN 1997 e UNI EN 1998
- UNI EN 1997-1 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1997-2 - Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.

2.2. Bibliografia

- Carta geologica del Friuli-Venezia Giulia, scala 1: 50.000. Dipartimento di Scienze Geologiche, Ambientali e Marine dell’Università di Trieste (2006).
- Data Base of Individual Seismogenic Sources - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV)
- Gonzalez de Vallejo L.I. (2005) – Geoingegneria. Pearson Education Italia
- Geotecnica, R. Lancillotta; Terza edizione, 2008, Zanichelli
- 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/>
- Prove geotecniche in sito, F. Cestari; II Edizione; Segrate 1996
- P.R.G.C. del comune di Pavia di Udine, componenti geologica, idrogeologica e sismica. Cartografia in scala 1:10.000 e Relazione Illustrativa.
- 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
- Skempton A.W. (1986). Standard Penetration Tests Procedures & the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation.
- Yoshida et al. (1988), “Empirical formulas of SPT blow counts for gravelly soils, Penetration Testing”, ISOPT-1 Orlando, FL 2(1988) 381-387.



**COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE-PRG E ACC
DEL P.M. CARGNACCO E OPERE SOSTITUTIVE DEI PL
INTERFERENTI**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ09	00 D 26	RI	GE0000 001	A	9 di 89

- Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) “Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content” Soils and Foundations 23, n° 4.

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.

4. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI PROGETTO

4.1. Raddoppio Linea Udine – Palmanova - Cervignano

La tratta ferroviaria oggetto degli interventi riportati nel paragrafo precedente si colloca tra i comuni di Pozzuolo del Friuli (UD) e Pavia di Udine (UD), poco a sud est del capoluogo Udine, nella parte centro orientale della Regione Friuli Venezia-Giulia. Essa si sviluppa lungo la tratta ferroviaria Udine - Palmanova della linea ferroviaria Udine – Cervignano, tra le progressive chilometriche 5+590 e 10+596 circa. L'area sorge ai limiti centro orientali della grande pianura compresa fra il Tagliamento, il Natisone e l'Isonzo, intorno ad un colle morenico circoscritto dai Torrenti Torre e Cormor.

Lo studio del nuovo tracciato relativo al raddoppio della Linea Udine – Palmanova per il tratto compreso tra l'attuale B.vo Cargnacco Km 6+225 e la Ex Stazione di Risano al Km 10+400, nonché l'allaccio con la linea di Circonvallazione di Udine che, essendo stata concepita in già origine a doppio binario, diventerà parte integrante del raddoppio che di fatto andrà a costituire un'unica linea tra le stazioni di Udine Vât e Cervignano. Su specifiche indicazioni del Committente, si è considerato di realizzare il raddoppio dell'attuale linea a semplice binario Udine – Palmanova aggiungendo il nuovo binario a 4m di interasse sul lato ovest per il tratto compreso tra il Km 6+000 ed il Km 9+000 per passare sul lato opposto al Km 9+500 circa ovvero poco prima della punta scambi esterna dell'ex stazione di Risano (Km 9+766).

Come già menzionato, per effetto della congiunzione tra le due linee, Udine-Palmanova e Circonvallazione di Udine, si è reso necessario studiare una nuova radice scambi che darà origine ad una nuova confluenza tra le due direttici, Udine C.le - Palmanova e Udine PM Vât -Cervignano con l'inserimento di un nuovo Bivio denominato "Lumignacco" che andrà inserito in corrispondenza dell'attuale Km 6+641.49 identificato nel progetto con la punta scambi D4.

4.2. Generalità sugli interventi interferenti al raddoppio di linea

Gli interventi di eliminazione dei P.L. interferenti riguardano i 4 attraversamenti a raso presenti tra le progressive chilometriche 6+000 e 10+400 dell'attuale linea Udine Palmanova.

La soppressione dei suddetti P.L. ha reso necessario individuare, coinvolgendo anche le amministrazioni locali dei Comuni di Pozzuolo del Friuli e Pavia di Udine, la nuova posizione dei sottopassi da realizzare congiuntamente alle varianti stradali, indispensabili per rendere le opere immediatamente fruibili una volta realizzate.

L'oggetto del presente incarico prevede, nello specifico, la progettazione definitiva delle opere dei sottovia con relative rampe di accesso ed uno studio preliminare di realizzazione dei collegamenti viari ad essi connessi.

In estrema sintesi dunque sono state individuate le posizioni definitive degli assi, riferiti alle progressive della Linea ferroviaria Udine Palmanova, delle tre opere di sottovia ovvero:

- 1) Sottovia N.1 di Lumignacco Km 7+189;
- 2) Sottovia N. 2 di Cortello Km 8+015;
- 3) Sottovia N. 3 di Risano (Agricolo) Km 10+311.

Per maggiori dettagli sulle opere presenti lungo la tratta si rimanda agli specifici elaborati di progetto.

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 1 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. [11]).

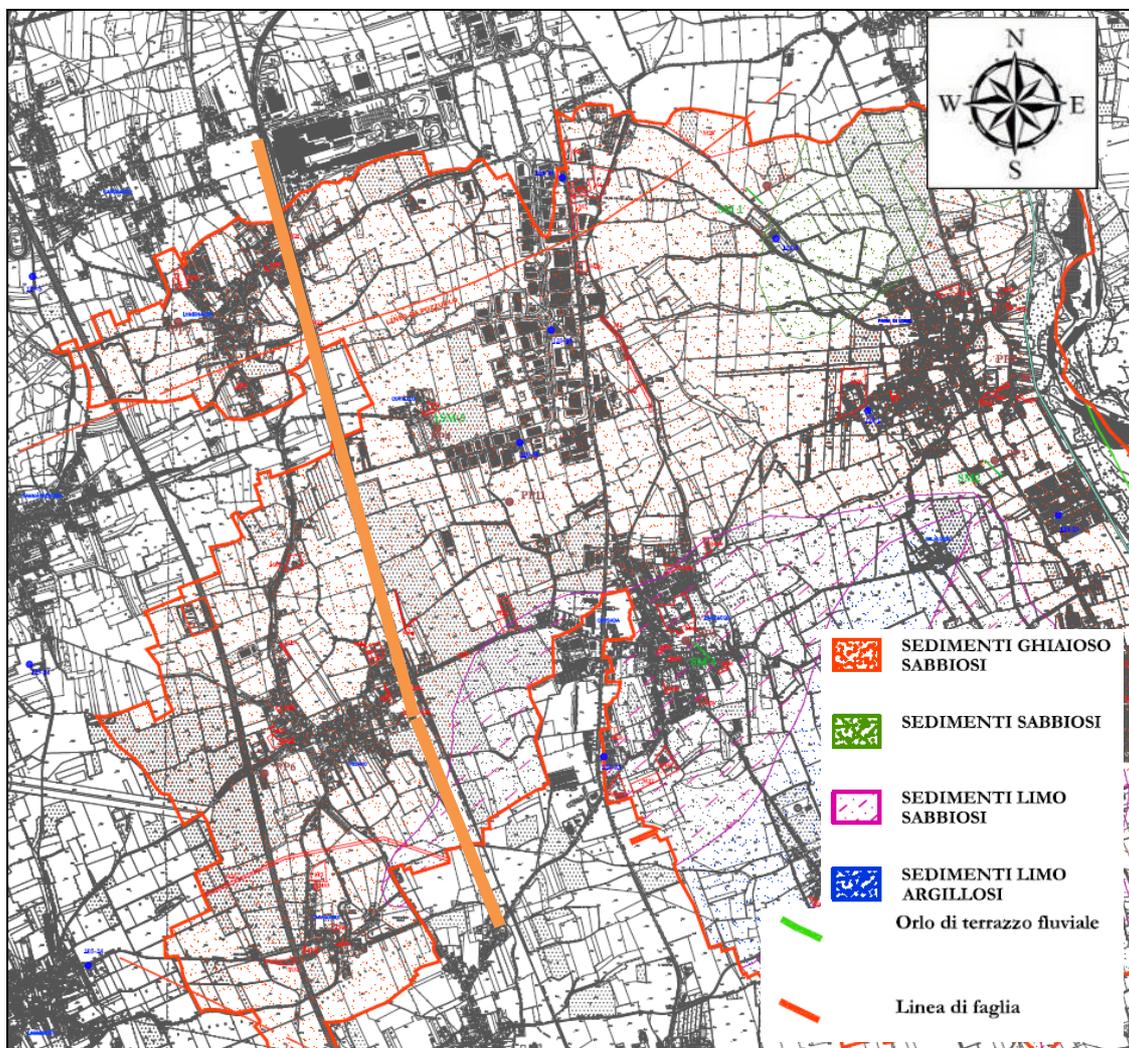


Figura 1 – Stralcio non in scala della carta geologica del Comune di Pavia di Udine e relativa legenda (2013, scala 1: 10.000). In arancione è evidenziata la tratta ferroviaria oggetto di interventi.

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 2 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.

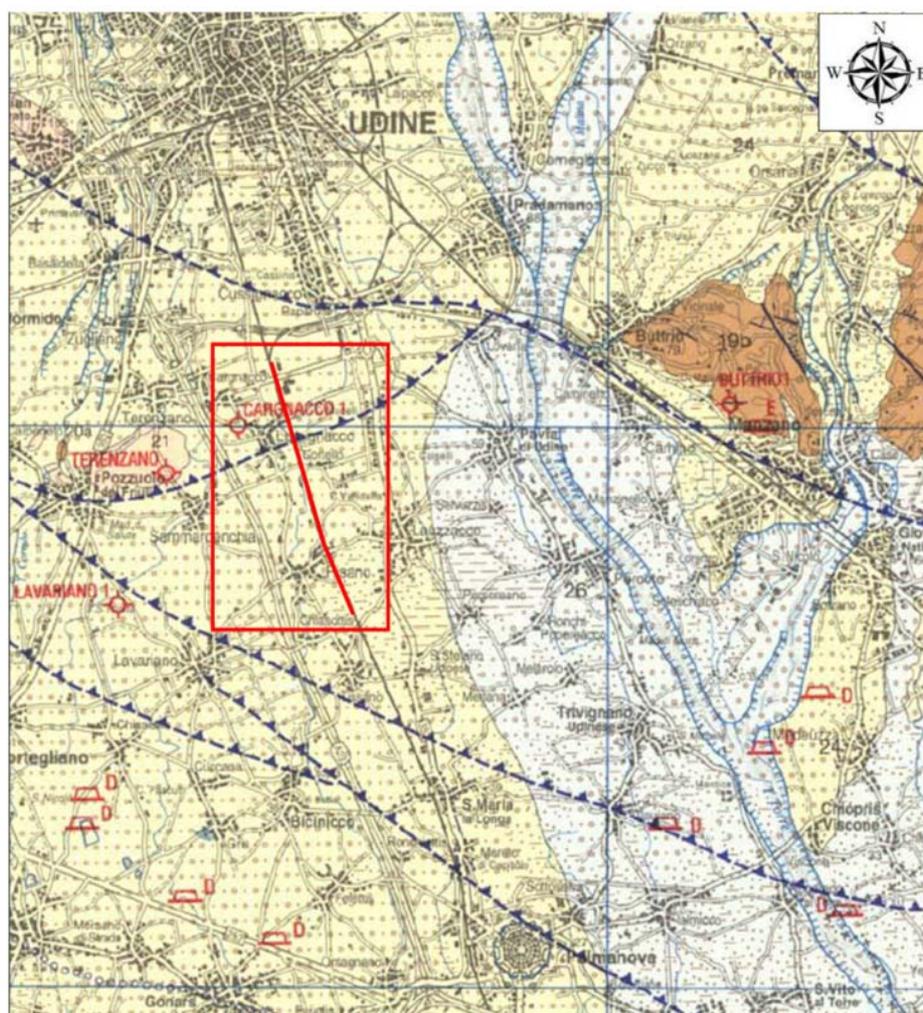


Figura 2 – Stralcio, non in scala, della Carta Geologica del Friuli Venezia-Giulia, scala 1: 150.000. (Dipartimento di Scienze Geologiche, Ambientali e Marine dell'Università di Trieste (2006).

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ09	00 D 26	RI	GE0000 001	A	15 di 89

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

Figura 3 – 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).

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 4), 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.

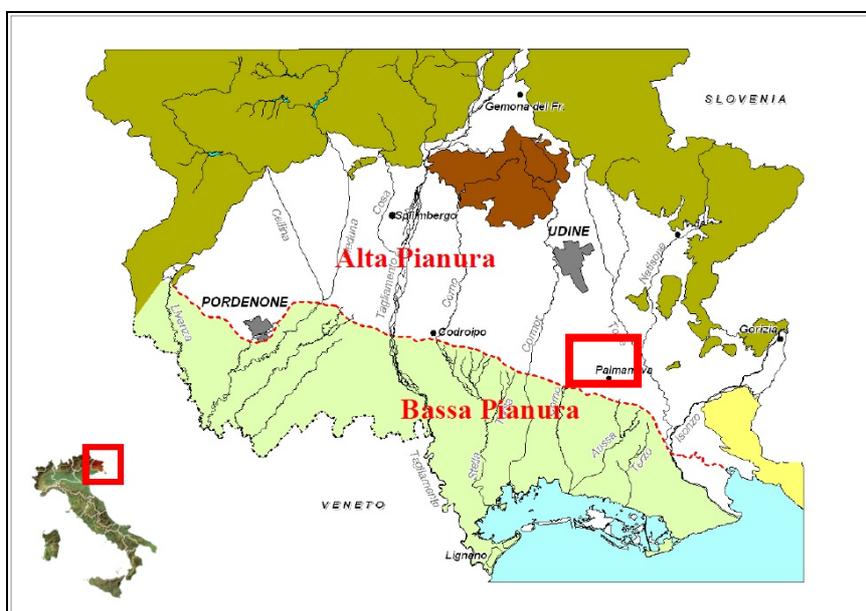


Figura 4 - Pianura Friulana (il tratteggio in rosso indica la linea delle risorgive). Il rettangolo rosso indica l'area di studio. Immagine non in scala.

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. [12]).

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. [8]). 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.

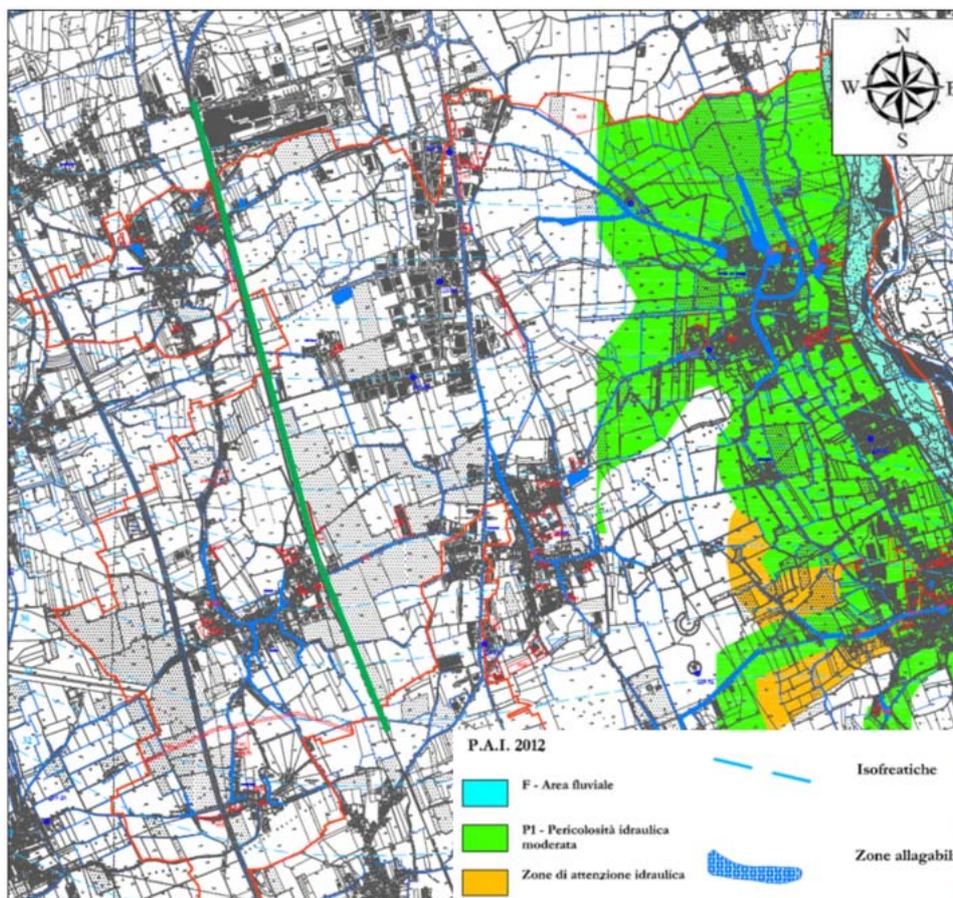


Figura 5 – Stralcio, non in scala, della carta idrogeologica e delle pericolosità idrauliche del Comune di Pavia di Udine e relativa legenda. Scala 1: 10.000. In verde è stata evidenziata la tratta in esame.

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. [8], [13], [14] e [15]).

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 6 e nel Doc. rif. [8]. Mentre nelle tabelle successive sono elencate le indagini considerate per la caratterizzazione geotecnica dei sottovia SL01, PM Carnacco, SL02 e del IN01 (Nuovo manufatto di sottoattraversamento di Roggia Palma).

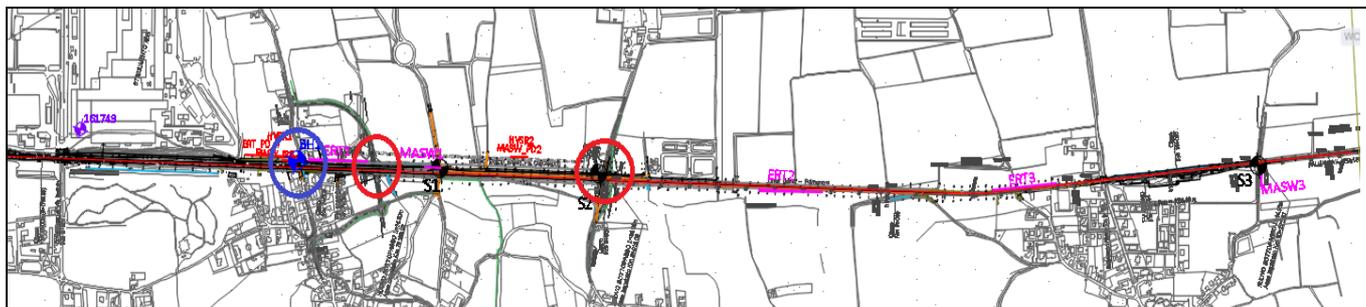


Figura 6 - Ubicazione delle indagini geognostiche degli anni 2015 e 2019.

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 PD 4	52	13°16'0.99"E	45°57'58.87"N	-

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.
- Pozzo idropotabile 161749 (data base ISPRA) eseguito nell'anno 1992.

Nel dettaglio, sono state considerate le indagini con lo scopo di definire i parametri di resistenza e deformabilità dei terreni investigati. Le indagini comprendono:

- N. 4 sondaggi a carotaggio continuo (S1-2015, S2-2015, S3-2015 e BH1-2019, in quest'ultimo è stato installato un piezometro), con esecuzione di prove SPT;
- n. 4 prove tomografiche ERT 1, ERT 2, ERT 3 e ERT PD 2;
- n. 3 prove sismiche di tipo MASW e n. 1 prova Down Hole nel sondaggio S2. Inoltre sono state considerate n. 2 prove Re.Mi. e n.2 prove HVRS.

Si cita in

Tabella 7.5 la profondità dei sondaggi considerati, la data di esecuzione, la quota e le coordinate, mentre in

Tabella 7.6 sono riportate le posizioni delle prove geofisiche effettuate.

Tabella 7.5 - Ubicazione dei sondaggi eseguiti nell'anno 2015 e 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
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 7.6 – Ubicazione delle prove geofisiche eseguite nell'anno 2015 e 2019.

Prove geofisiche				
Nome	Quota (m s.l.m.)	Coordinate		VsEq.
		E	N	
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 PD 4	52	13°16'0.99"E	45°57'58.87"N	-
MASW 1	69	13.252267°	45.996487°	326
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	-

Si riporta in ALLEGATO 1 la stratigrafia dei sondaggi con le profondità dei campioni rimaneggiati prelevati durante la perforazione; mentre in Tabella 7.7 si riassumono i valori delle prove in sito SPT.

Tabella 7.7 – Risultati delle prove SPT eseguite durante la perforazione dei sondaggi eseguiti.

Profondità prova (m)	BH 1 (Nspt)
2	6
4.3	R
7	R
9	R
11	R
14	77
20.4	82
25.7	70
26.5	R
28.7	81

Profondità prova (m)	S2 (Nspt)
3	54
6	R
9	72
12	R
15	R
18	81
21	R
24	78
27	R

Profondità prova (m)	S1 (Nspt)
3	R
6	R
9	R
12	R
15	82
18	71
21	R
24	R
27	R
30	78
33	69
36	R
39	R

Profondità prova (m)	S3 (Nspt)
3	38
6	R
9	80
12	R
15	R
18	49
21	71
24	72
27	R

Le prove di laboratorio eseguite sono:

a) prove sui campioni di terra:

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

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



**COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE-PRG E ACC
DEL P.M. CARGNACCO E OPERE SOSTITUTIVE DEI PL
INTERFERENTI**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ09	00 D 26	RI	GE0000 001	A	23 di 89

Le prove geognostiche in sito disponibili hanno consentito l'elaborazione di un profilo geologico di riferimento lungo il tracciato della linea oggetto di intervento. Tale profilo viene riportato nel Doc. rif. [11] "Carta e profilo geologico" e viene descritto in dettaglio nel Doc. rif. [10].

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. [10].

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 7. 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.

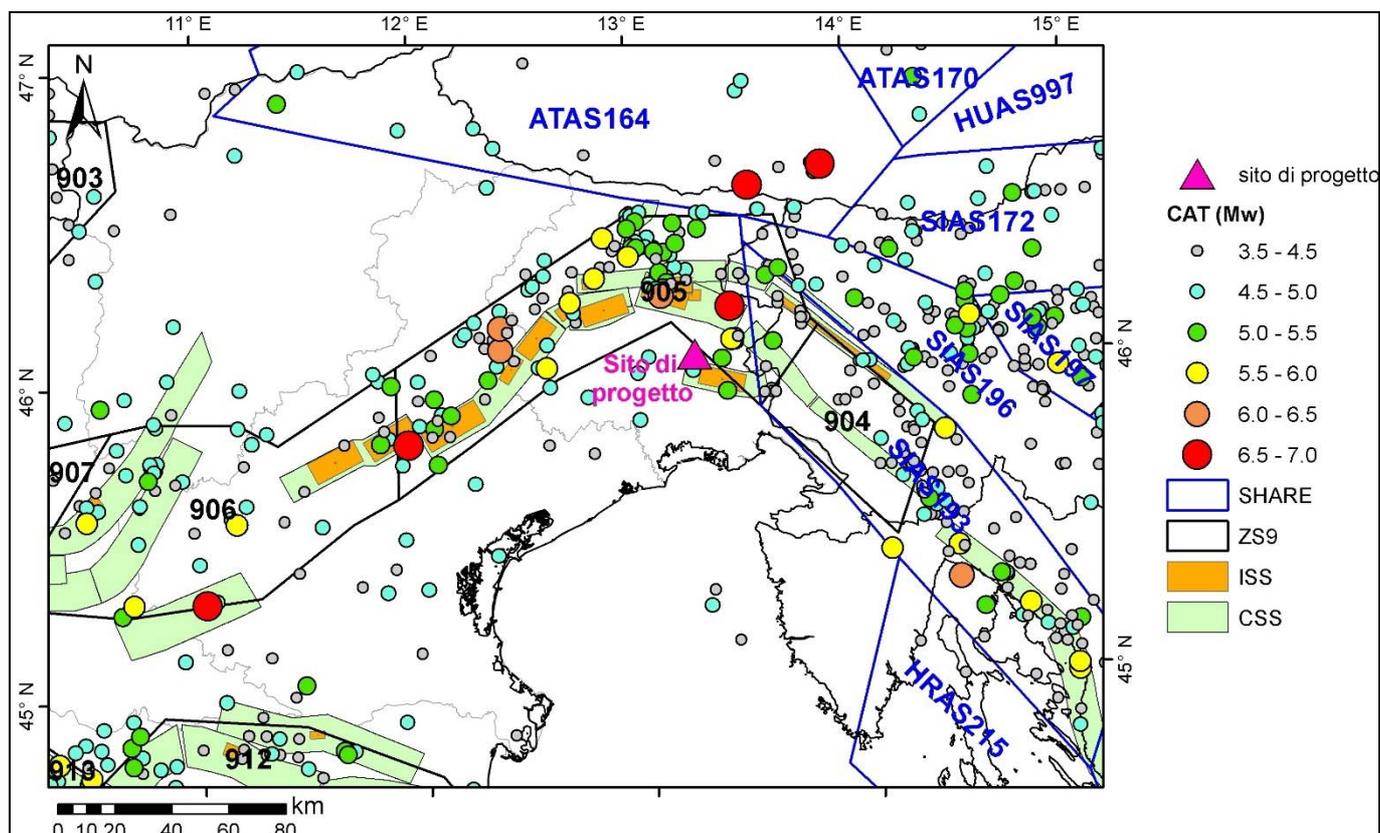


Figura 7 - Contesto sismo-tettonico della regione estesa nell'intorno del sito di progetto: i poligoni in nero rappresentano i confini delle sorgenti sismogenetiche del modello ZS9 (Meletti et al., 2008), i poligoni in blu rappresentano le aree sismogenetiche del modello SHARE (Giardini et al. 2013), i cerchietti 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 8 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.

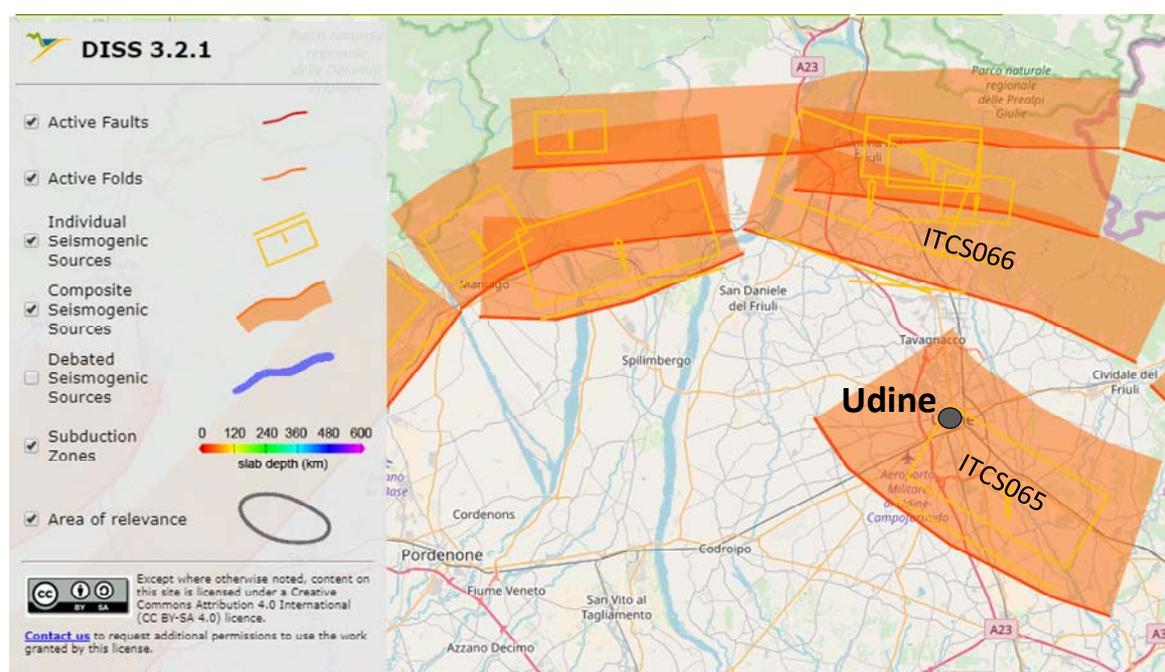


Figura 8 - Sorgenti sismogenetiche individuali e composite dal "Database of Individual Seismogenic Sources" (DISS 3.2) rilevanti per l'area in oggetto (cerchio grigio).

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.

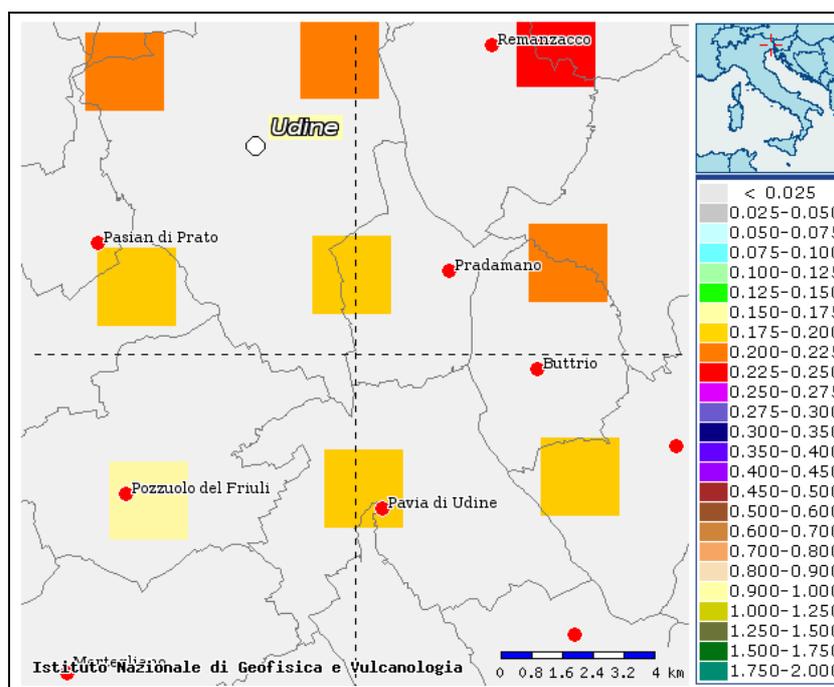


Figura 9 - Valori di pericolosità sismica nell'intorno dell'area di progetto ($T_R = 475$ anni). Da elaborazioni DPC-INGV S1 (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>)

8.3. Definizione dell'azione sismica di progetto per le opere di sottovia e del raddoppio di linea ferroviaria

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-PRG E ACC DEL P.M. CARNACCO E OPERE SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI					
	RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA IZ09	LOTTO 00 D 26	CODIFICA RI	DOCUMENTO GE0000 001	REV. A

Nelle NTC2018 vengono definiti 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 baricentrico rispetto al tratto di linea ferroviario considerato (lat. 45.99794– long. 13.25160).

In Figura 10 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).

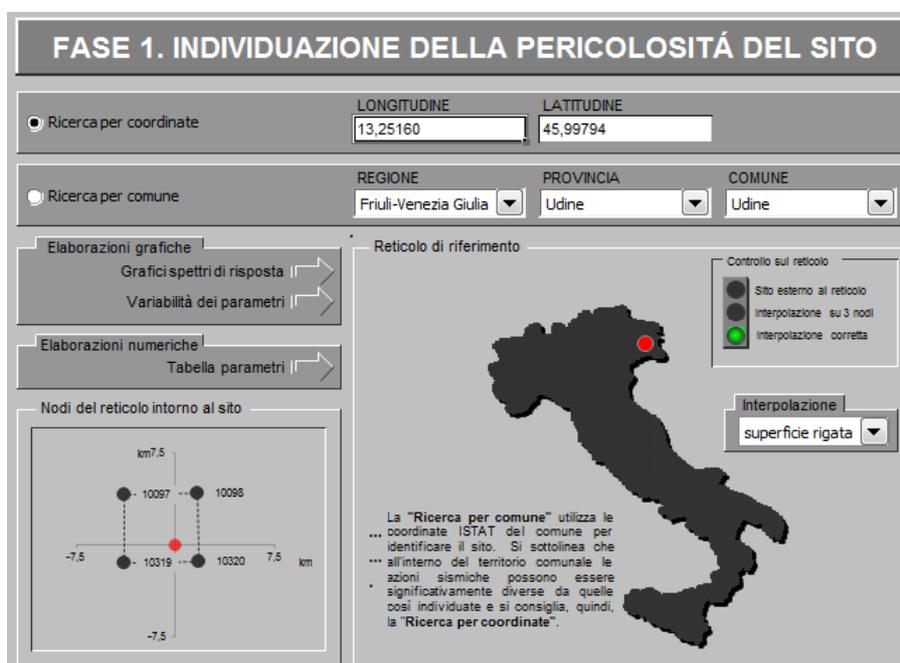


Figura 10- Nodi del reticolo di riferimento in corrispondenza al punto di calcolo. Elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v. 1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009

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, sono stati assunti:

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

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche, le opere sono suddivise dalle NTC2018 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:

$$C_U = 1.0$$

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 colonna di Tabella 8.1.

	COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE-PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI					
RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA IZ09	LOTTO 00 D 26	CODIFICA RI	DOCUMENTO GE0000 001	REV. A	FOGLIO 29 di 89

8.1. Definizione dell'azione sismica di progetto relativa al fabbricato PM Cargnacco

La Vita Nominale V_N relativa al fabbricato PM Cargnacco (opera ordinaria), ai fini della definizione dell'azione sismica, è stata assunta pari a:

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

Con riferimento alla normativa vigente è stata attribuita all'opera ragionevolmente la Classe d'Uso IV, ossia:

“Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. 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. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.”.

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

$$C_U = 2.$$

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:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2.0 = 100 \text{ anni}$$

L'azione sismica di progetto va determinata in funzione degli Stati Limite (SLU e SLE) di verifica ed alle corrispondenti probabilità P_{VR} di realizzarsi nel periodo di riferimento V_R . 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, sono indicati nella 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.

	COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE-PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI					
RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA IZ09	LOTTO 00 D 26	CODIFICA RI	DOCUMENTO GE0000 001	REV. A	FOGLIO 30 di 89

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, CSSLPP (2009)) per $V_R = 75$ anni.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0,062	2,469	0,260
SLD	75	0,080	2,453	0,278
SLV	712	0,210	2,496	0,342
SLC	1462	0,276	2,516	0,357

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, V_S .

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

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 V_S 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. Le prove eseguite mostrano un andamento delle velocità crescente lungo la profondità investigata.

Le indagini geofisiche eseguite indicano valori di velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ compresi tra 326 a 440 m/s.

Nome	$V_{s,eq}$
MASW_BH1	440
MASW_PD 2	416
Re.Mi._BH1	440
Re.Mi._PD 2	416
DH S2	391
MASW 1	326

Per l'intera tratta ferroviaria e per le opere considerate inerenti al presente progetto si può individuare una categoria di sottosuolo, secondo la normativa italiana vigente, di classe B. Per quanto riguarda la prova MASW1 la categoria di sottosuolo risulta essere di classe C, tale prova eseguita nei pressi del futuro fabbricato PM Carnaccho, sarà di riferimento per la sua progettazione. In ALLEGATO 4 si riportano le prove geofisiche elaborate per la determinazione delle onde di taglio.

	COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE-PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI					
	RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA IZ09	LOTTO 00 D 26	CODIFICA RI	DOCUMENTO GE0000 001	REV. A

Tabella 8.3 – Categoria di sottosuolo secondo NTC2018.

	Categoria sottosuolo
MASW BH1 - 2019	B
MASW PD 2 - 2019	B
REMI BH 1	B
REMI PD 2	B
DH S2	B
MASW 1	C

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 fluvioglaciali a granulometria grossolana, con alcuni livelli superficiali di materiale più fine, e lenti conglomeratiche a distribuzione non uniforme.

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 8.4 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 8.4 - 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	0.062	2.469	0.260	1.20	1	1.20	0.0744
SLD	75	0.080	2.453	0.278	1.20	1	1.20	0.096
SLV	712	0.210	2.496	0.342	1.20	1	1.20	0.252
SLC	1462	0.276	2.516	0.357	1.123	1	1.123	0.3099

9. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, descritti nei paragrafi successivi, tengono conto degli elaborati geologici (vedi Doc. rif. [13], [14] e [15]) e del profilo geotecnico (vedi Doc. rif. [8]) 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 descritte nei capitoli precedenti nei pressi della linea ferroviaria considerata.

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 non in scala del profilo stratigrafico –geotecnico.

9.1. Profilo stratigrafico

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, la stratigrafia a disposizione del pozzo 161749, individua, al di sotto di un primo strato superficiale di terreno vegetale, ghiaie sabbiose fino a notevole profondità (51 m da p.c.); le ghiaie sono intervallate da alcuni livelli cementati definiti come conglomerati, in particolare tra 26 e 33 m da p.c. Successivamente il sondaggio S2, al di sotto di circa 2 m di materiale limoso argilloso, individua ghiaie sabbiose sino a 30 m da p.c., con un livello in matrice più limosa tra 9 e 12 m, mentre il sondaggio BH1 al di sotto di un sottile strato di riporti, individua dapprima sabbie ghiaiose sino a circa 2 m da p.c., seguite da un livello limoso sabbioso di circa 2 m di spessore, e poi da ghiaie sabbiose sino alla massima profondità investigata di 30 m da p.c. Infine, il sondaggio S1, posto alla p.k. 7+400, rinviene esclusivamente ghiaie sabbiose sino a 30 m da p.c., intervallate da alcuni spessori molto limitati di sabbie limose. Confermando quanto emerso dall'elaborazione del profilo geologico che evidenzia sull'intera tratta oggetto di studio depositi fluvioglaciali a granulometria grossolana, con alcuni livelli superficiali di materiale più fine, e lenti conglomeratiche a distribuzione non uniforme.

Dalle prove tomografiche in generale risulta che superficialmente vi è la presenza di un elettrostrato a resistività media (resistività elettrica compresa tra 30-130 $\Omega \cdot m$), riferibile a terreni granulari di tipo limoso-sabbioso con uno spessore medio fino a -7 m p.c. Al di sotto del suddetto, si evidenzia la presenza di un elettrostrato molto resistivo (con valori compresi tra 250-1000 $\Omega \cdot m$), riferibile a terreni incoerenti ghiaiosi grossolani. Spessore elettrostrato tra -7 e -22 m p.c. Oltre i -20/-22m p.c. è presente un livello a resistività media (resistività elettrica compresa tra 70-200 $\Omega \cdot m$) riferibile a terreni granulari di tipo ghiaioso sabbioso con una possibile saturazione in falda.

Il livello di falda assunto in questa sede è stato definito sulla base dei dati bibliografici e delle considerazioni cautelative descritte nel capitolo 6, considerando una quota assoluta della falda da +34,00m s.l.m. a +39,20m 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.

Tabella 9.1 - Valori N_{spt} nei sondaggi.

Sondaggio	Profondità m	N _{spt} N ₆₀ (colpi/cm)	Liao e Whitman - 1985
			N _{spt} (N ₁) ₆₀
S1-2015	3	100	100
	6	100	91
	9	82	61
	12	100	65
	15	100	58
	18	71	37
	21	100	49
	24	100	46
	27	100	43
	30	78	32
	33	69	27
	36	100	37
S2-2015	3	54	70
	6	50	46
	9	72	54
	12	82	53
	15	82	47
	18	81	43
	21	82	40
	24	78	36
S3-2015	3	38	52
	6	100	91
	9	100	75
	12	100	65
	15	100	58
	18	49	26
	21	71	35
	24	72	33
BH1-2019	2	6	10
	4,3	82	93
	7	82	69
	9	82	61
	11	82	55
	14	77	46
	20,4	82	41
	25,7	70	31
	26,5	82	36
	28,7	81	34

Si precisa che i valori a rifiuto delle prove in sito SPT sono stati interpretati e il loro valore è stato assunto pari al valore massimo riscontrato nei sondaggi (82 colpi/cm). È 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).

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

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

Poiché 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:

$$D_r = 25 \cdot (N_{SPT})^{0.44} \cdot (\sigma'_v)^{-0.13}$$

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:

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

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.

Sondaggio	Profondità m	sigma,v kPa	u idro kPa	sigma',v kPa	Nspt N ₆₀ (colpi/cm)	Liao e Whitman - 1985 Nspt (N ₁) ₆₀
S2-2015	3	60	0	60	54	70
	6	120	0	120	50	46
	9	180	0	180	72	54
	12	240	0	240	82	53
	15	300	0	300	82	47
	18	360	0	360	81	43
	21	420	0	420	82	40
	24	480	0	480	78	36
	27	540	0	540	82	35
BH1-2019	2	36	0	36	6	10
	4,3	77	0	77	82	93
	7	140	0	140	82	69
	9	180	0	180	82	61
	11	220	0	220	82	55
	14	280	0	280	77	46
	20,4	408	0	408	82	41
	25,7	514	0	514	70	31
	26,5	530	0	530	82	36
	28,7	574	2	572	81	34
S1-2015	3	60	0	60	82	100
	6	120	0	120	82	75
	9	180	0	180	82	61
	12	240	0	240	82	53
	15	300	0	300	82	47
	18	360	0	360	71	37
	21	420	0	420	82	40
	24	480	0	480	82	37
	27	540	0	540	82	35
	30	600	0	600	78	32
	33	660	12	648	69	27
	36	720	42	678	82	31
	39	780	72	708	82	31

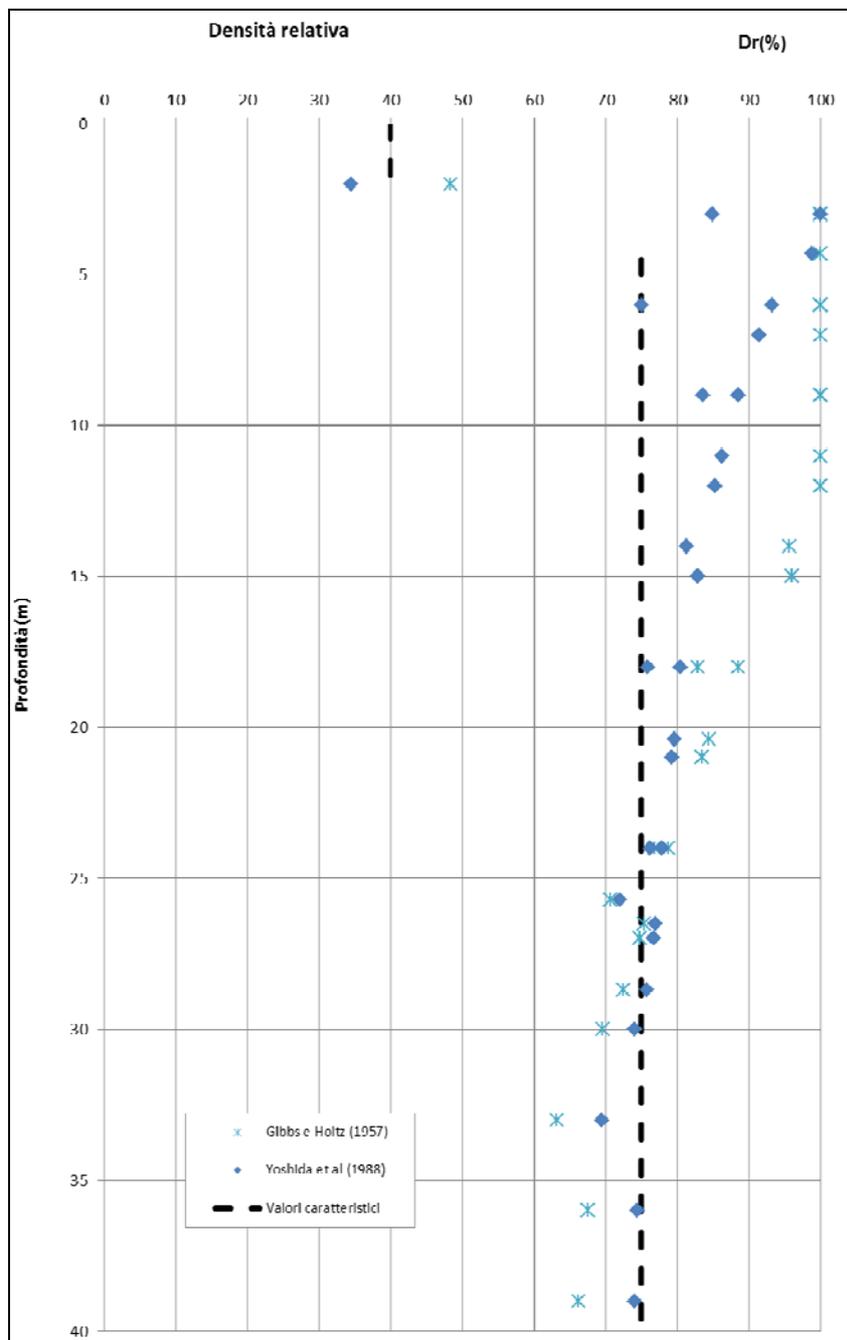


Figura 11 – Interpretazione della Densità relativa da prove SPT, per le unità geotecniche 1 e 2.

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)

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

Schmertmann (1977)

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

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%:

$$\phi' = 23.7 + 0.57N_{spt} - 0.006 N_{spt}^2$$

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

Sondaggio	Profondità m	sigma _v kPa	u idro kPa	sigma' _v kPa	Nspt N ₆₀ (colpi/cm)	Liao e Whitman - 1985	Shioi e Fukuni -Japanese National Railway (1982)	Schmertmann (1977)			Meyerhof (1965)
						Nspt (N ₁) ₆₀	Angolo di resistenza al taglio φ'	Angolo di resistenza al taglio φ'	α	β	Angolo di resistenza al taglio φ
S2-2015	3	60	0	60	54	70	43,2	43,0	34,5	0,10	42,6
	6	120	0	120	50	46	42	42,0	34,5	0,10	42,5
	9	180	0	180	72	54	48,6	42,9	34,5	0,10	41,9
	12	240	0	240	82	53	51,6	43,0	34,5	0,10	40,3
	15	300	0	300	82	47	51,6	42,8	34,5	0,10	40,3
	18	360	0	360	81	43	51,3	42,5	34,5	0,10	40,5
	21	420	0	420	82	40	51,6	42,4	34,5	0,10	40,3
	24	480	0	480	78	36	50,4	42,1	34,5	0,10	41,0
27	540	0	540	82	35	51,6	42,2	34,5	0,10	40,3	
BH1-2019	2	36	0	36	6	10	28,8	32,8	28	0,14	32,1
	4,3	77	0	77	82	93	51,6	44,4	34,5	0,10	40,3
	7	140	0	140	82	69	51,6	43,6	34,5	0,10	40,3
	9	180	0	180	82	61	51,6	43,3	34,5	0,10	40,3
	11	220	0	220	82	55	51,6	43,1	34,5	0,10	40,3
	14	280	0	280	77	46	50,1	42,6	34,5	0,10	41,2
	20,4	408	0	408	82	41	51,6	42,5	34,5	0,10	40,3
	25,7	514	0	514	70	31	48	41,7	34,5	0,10	42,1
	26,5	530	0	530	82	36	51,6	42,2	34,5	0,10	40,3
28,7	574	2	572	81	34	51,3	42,1	34,5	0,10	40,5	
S1-2015	3	60	0	60	82	100	51,6	44,5	34,5	0,10	40,3
	6	120	0	120	82	75	51,6	43,8	34,5	0,10	40,3
	9	180	0	180	82	61	51,6	43,3	34,5	0,10	40,3
	12	240	0	240	82	53	51,6	43,0	34,5	0,10	40,3
	15	300	0	300	82	47	51,6	42,8	34,5	0,10	40,3
	18	360	0	360	71	37	48,3	42,1	34,5	0,10	42,0
	21	420	0	420	82	40	51,6	42,4	34,5	0,10	40,3
	24	480	0	480	82	37	51,6	42,3	34,5	0,10	40,3
	27	540	0	540	82	35	51,6	42,2	34,5	0,10	40,3
	30	600	0	600	78	32	50,4	41,9	34,5	0,10	41,0
	33	660	12	648	69	27	47,7	41,4	34,5	0,10	42,2
	36	720	42	678	82	31	51,6	41,9	34,5	0,10	40,3
39	780	72	708	82	31	51,6	41,9	34,5	0,10	40,3	

Le prove di laboratorio hanno riguardato una prova di taglio diretto alla profondità di 5m dalla bocca del sondaggio S3-2015 e S1-2015.

Prove di laboratorio			
c' (KPa)	φ'	Profondità (m)	Sondaggio
4,6	32,8	5	S2-2015
0,2	34,3	5	S1-2015

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

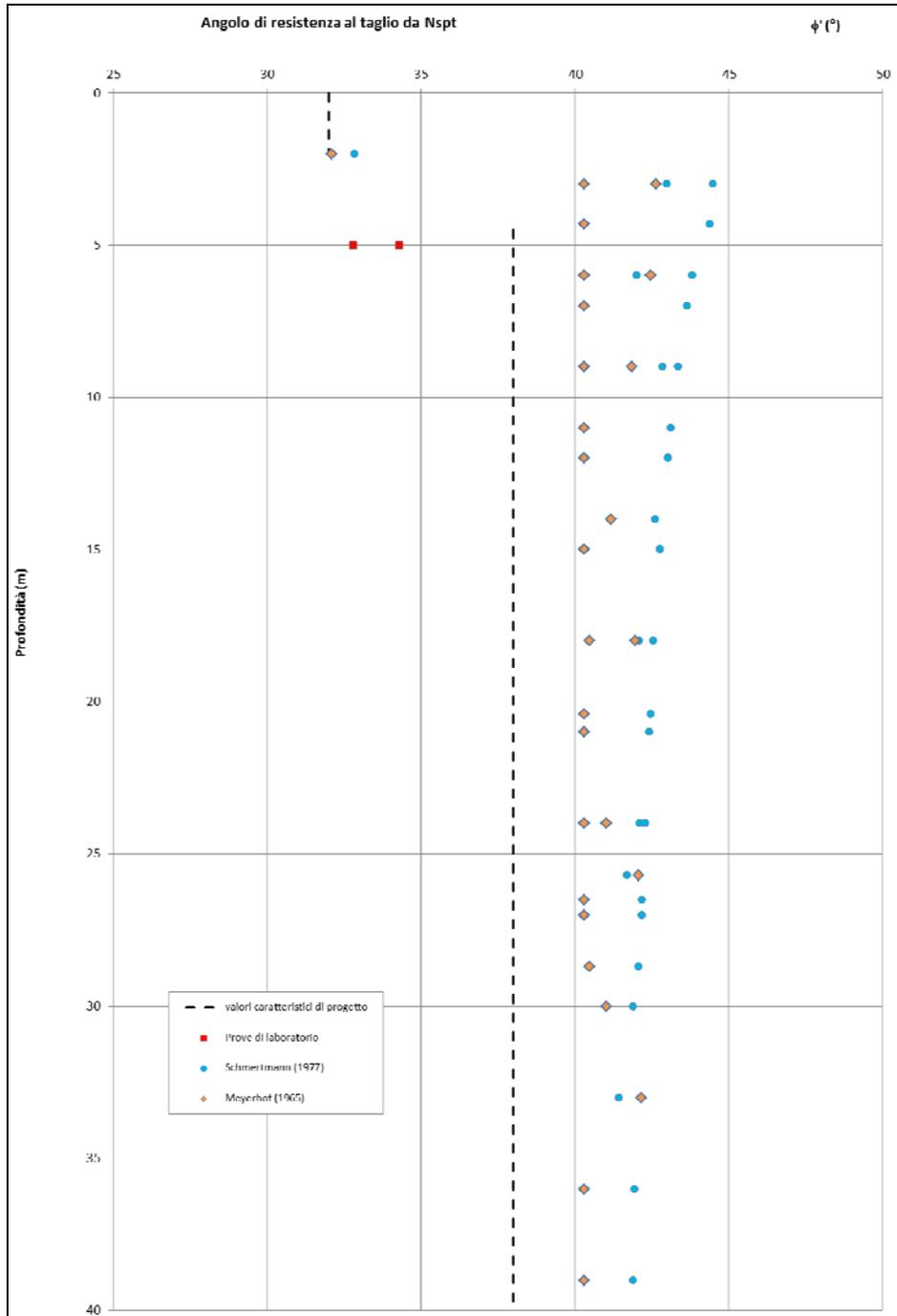


Figura 12 – Interpretazione dell'angolo di resistenza al taglio da prove SPT e prove di laboratorio.

Dalle correlazioni si evince che l'angolo di resistenza al taglio si attesta per valori maggiori di 40° per l'unità geotecnica 2; al fine del progetto in esame ragionevolmente si utilizzerà come valore caratteristico pari a 38° .

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.

Sondaggio	Profondità m	sigma _v kPa	u idro kPa	sigma' _v kPa	Nspt N ₆₀ (colpi/cm)	Liao e Whitman - 1985	D'Appollonia (1970)	E25 Jamiolkowski et al - 1988	Pasqualini (1983)
						Nspt (N ₁) ₆₀	Modulo di Young E MPa	Modulo di Young E25 MPa	Modulo di Young E MPa
S2-2015	3	60	0	60	54	70	59,6	40,6	51,4
	6	120	0	120	50	46	56,6	39,4	49,5
	9	180	0	180	72	54	73,2	54,5	59,4
	12	240	0	240	82	53	80,7	61,6	63,4
	15	300	0	300	82	47	80,7	62,3	63,4
	18	360	0	360	81	43	80,0	62,3	63,0
	21	420	0	420	82	40	80,7	63,4	63,4
	24	480	0	480	78	36	77,7	61,1	61,8
	27	540	0	540	82	35	80,7	64,1	63,4
BH1-2019	2	36	0	36	6	10	23,3	5,6	17,1
	4,3	77	0	77	82	93	80,7	57,8	63,4
	7	140	0	140	82	69	80,7	59,9	63,4
	9	180	0	180	82	61	80,7	60,7	63,4
	11	220	0	220	82	55	80,7	61,4	63,4
	14	280	0	280	77	46	77,0	59,0	61,4
	20,4	408	0	408	82	41	80,7	63,3	63,4
	25,7	514	0	514	70	31	71,7	55,9	58,6
	26,5	530	0	530	82	36	80,7	64,0	63,4
	28,7	574	2	572	81	34	80,0	63,6	63,0
S1-2015	3	60	0	60	82	100	80,7	57,4	63,4
	6	120	0	120	82	75	80,7	59,3	63,4
	9	180	0	180	82	61	80,7	60,7	63,4
	12	240	0	240	82	53	80,7	61,6	63,4
	15	300	0	300	82	47	80,7	62,3	63,4
	18	360	0	360	71	37	72,4	55,7	59,0
	21	420	0	420	82	40	80,7	63,4	63,4
	24	480	0	480	82	37	80,7	63,7	63,4
	27	540	0	540	82	35	80,7	64,1	63,4
	30	600	0	600	78	32	77,7	61,7	61,8
	33	660	12	648	69	27	70,9	55,7	58,1
	36	720	42	678	82	31	80,7	64,7	63,4
39	780	72	708	82	31	80,7	64,8	63,4	

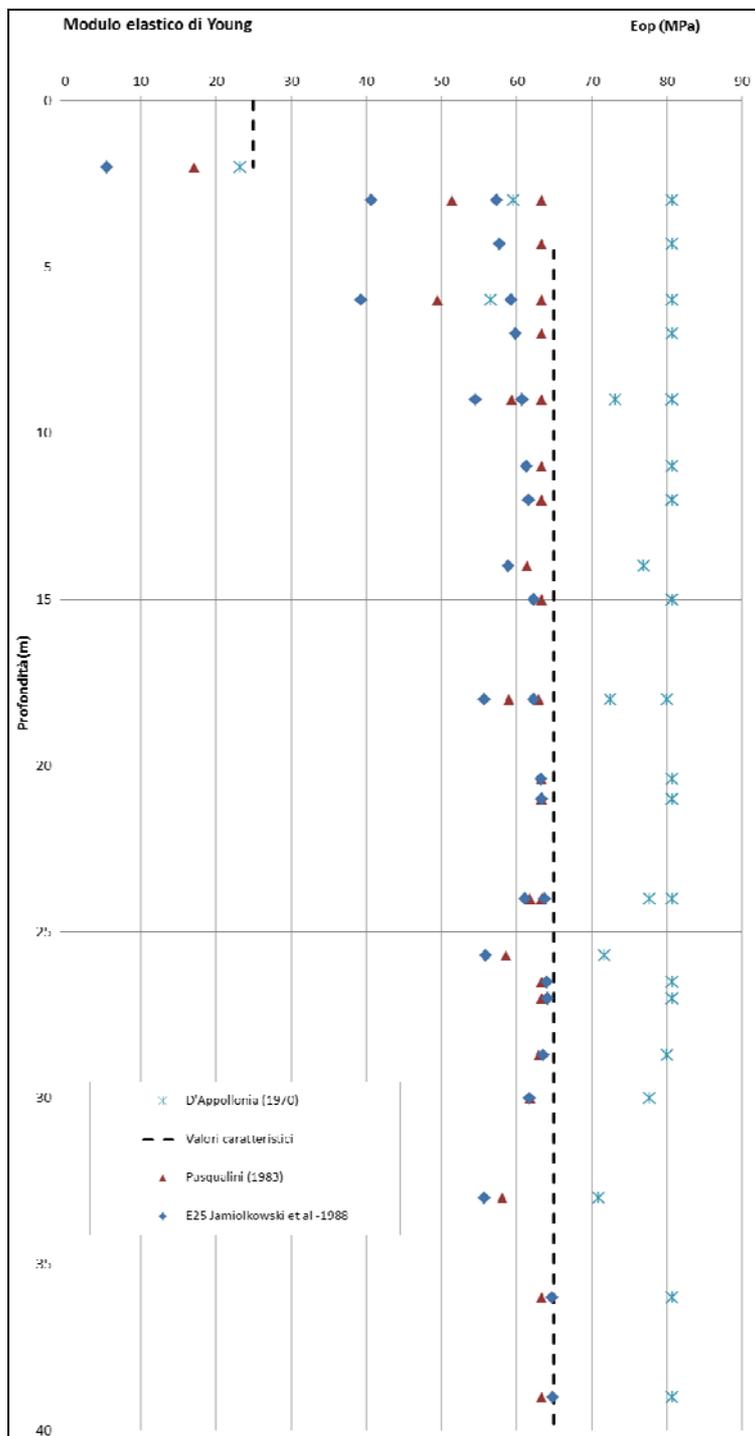


Figura 13 – Interpretazione del modulo operativo da prove SPT delle Unità geotecniche 1 e 2.

Le prove geofisiche MASW e l'andamento delle Vs hanno 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, i valori di modulo Eop derivanti dalle prove geofisiche forniscono dati al di sopra dell'interpretazione da prove SPT, pertanto si è tenuto conto del valore del modulo derivante dalla Figura 13.

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 8.

Nel dettaglio si è considerato il letto della prima unità geotecnica e un valore medio di Vs per ogni prova geofisica.

Tabella 9.6 - Interpretazione del modulo Eop dalle prove geofisiche per l'unità geotecnica 1.

Prova geofisica	Unità Geotecnica	Profondità (m)	Vs (m/s)	Coeff. Poisson	G0 (kPa)	G0 (MPa)	E0 (kPa)	E0 (MPa)	Eop (Mpa)
MASW BH 1 - 2019	1	1,5	210	0,3	85413	85	222073	222	28
MASW PD 2	1	1,5	180	0,3	62752	63	163156	163	20
REMI BH 1 -2019	1	1,5	210	0,3	85413	85	222073	222	28
REMI PD 2	1	1,5	150	0,3	43578	44	113303	113	14
MASW 1	1	1,5	120	0,3	27890	28	72514	73	9

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. [8] 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.

Indagini geognostiche S3-2015 S2-2015 Prova Down Hole nel sondaggio S2 -2015 ERT PD 4 MASW PD 2 - 2019 BH1-2019 S1-2015 MASW 1 - 2015 MASW BH1 - 2019 ERT1 - 2015 ERT2 - 2015 ERT3 - 2015										
Quota falda di progettazione Da +34,00m s.l.m. a +39,20m slm Quota sommità profilo Da +56,00 m slm a +73,00m slm										
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 limosa /limo sabbioso	0	1,5	1,5	0,75	40	18	32	0	25 (*)
2	Ghiaia sabbiosa con ciottoli	1,5	30	28,5	14,25	75	20	38(**)	0	65
NOTE	(*) Da prove geofisiche (**) Valore cautelativo definito sulla base delle prove in sito									

Inoltre si riassumono le caratteristiche dell'azione sismica di progetto per le opere descritte nella seguente relazione:

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

Mentre per quanto riguarda il fabbricato PM Cargnacco:

Categoria di sottosuolo	C
Categoria topografica	T1
VN	50
Cu	2
Classe d'Uso	IV

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.

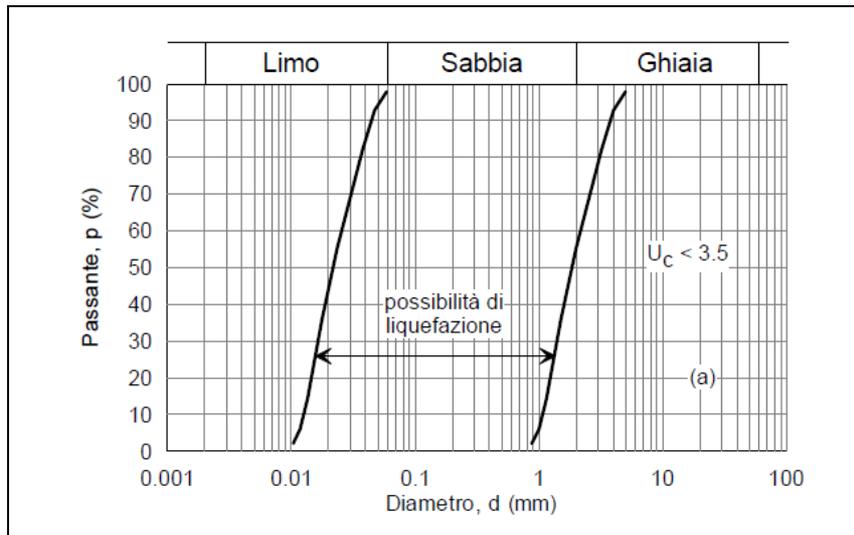
Secondo quanto riportato nelle nuove “Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC-2018) è necessario controllare la presenza di strati di terreno sabbiosi che possono essere potenzialmente soggetti a fenomeni di liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza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

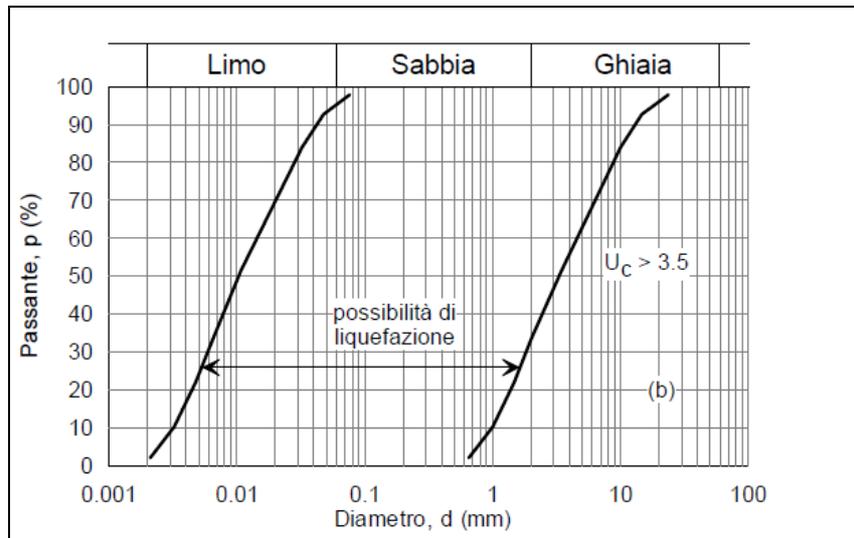
- 1) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$
- 2) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 3) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc1N > 180$; 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 $qc1N$ 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 14 (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 14 (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



(a)



(b)

Figura 14 – 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 +39,20m s.l.m. (>30m da piano campagna), la granulometria grossolana (Figura 15) e i valori delle prove in sito SPT in Tabella 7.7.

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.

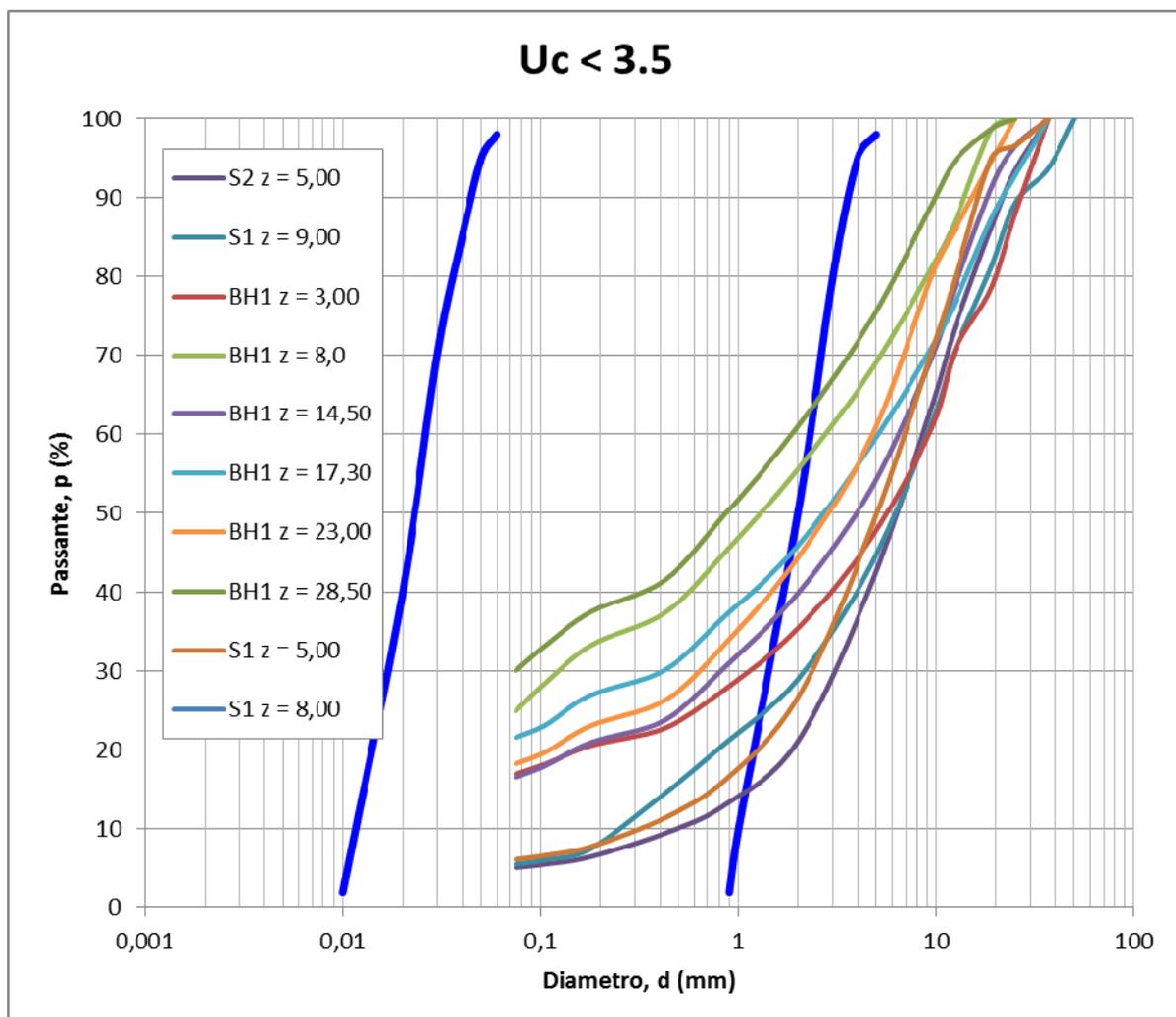


Figura 15 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione dei campioni nei sondaggi considerati.

12. CRITERI DI VERIFICA

La verifica di stabilità di rilevati e fondazioni dirette deve essere effettuata con riferimento alla Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 nelle NTC2018. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2. In entrambi i casi è richiesto l'utilizzo dei coefficienti parziali richiamati in Tabella 9.1, Tabella 12.2 e Tabella 12.3.

La verifica delle opere in condizioni sismiche avviene similmente, con riferimento a quanto espressamente previsto nel capitolo 7 delle NTC2018.

Tabella 12.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (NTC, Tab. 6.2.I)

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

* Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad e. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

Tabella 12.2 - Coefficienti parziali sui materiali (NTC, Tab. 6.2.II)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_{G1}	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00

	COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE-PRG E ACC DEL P.M. CARNACCO E OPERE SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI												
RELAZIONE GEOTECNICA	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IZ09</td> <td>00 D 26</td> <td>RI</td> <td>GE0000 001</td> <td>A</td> <td>52 di 89</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IZ09	00 D 26	RI	GE0000 001	A	52 di 89
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IZ09	00 D 26	RI	GE0000 001	A	52 di 89								

Tabella 12.3 - Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU STR e GEO (NTC, Tab. 6.4.I e Tab 6.8.I)

Verifica	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento della fondazione	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$
Stabilità globale dei rilevati	$\gamma_R = 1.1$	-

12.1. Verifiche stabilità globale

La verifica di stabilità globale del complesso opera-terreno è effettuata secondo la teoria dell'equilibrio limite nell'ambito della quale i terreni sono caratterizzati mediante un legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (analisi in termini di sforzi efficaci). Tale approccio consente di svincolarsi da tutte le complesse problematiche legate all'analisi dello stato deformativo dell'ammasso e di definire un semplice fattore di sicurezza, convenzionalmente valutato come rapporto tra le forze di taglio potenzialmente mobilitabili lungo la superficie di rottura analizzata e le forze di taglio effettivamente mobilitate sotto l'azione delle forze agenti sull'ammasso (pesi propri, carichi esterni, ecc.).

L'analisi delle condizioni di equilibrio viene svolta con ricorso al codice di calcolo Slide (Rocscience). Il calcolo viene condotto utilizzando i metodi dell'equilibrio limite con particolare riferimento a quelli di Bishop semplificato e Morgenstern-Price, considerando forme di superfici di scivolamento compatibili con i cinematismi di rottura attesi. Vengono quindi analizzate tutte le possibili superfici di scivolamento passanti esternamente rispetto all'opera di sostegno (stabilità globale).

La metodologia di calcolo adottata dal programma consiste nell'analizzare molteplici superfici di scivolamento ben definite, fornendone il fattore di sicurezza. La resistenza al taglio agente lungo la superficie di scivolamento necessaria all'equilibrio è calcolata attraverso l'equazione della statica. Il coefficiente di sicurezza è inteso come il fattore per il quale possono essere divisi i parametri di resistenza meccanica del materiale per portare il pendio alle condizioni di equilibrio limite, implicitamente assunto costante lungo tutta la superficie di scivolamento.

Nello specifico, nel metodo di Bishop si divide la massa di terreno interessata dal cinematismo in più conci assumendo che le azioni agenti all'interfaccia dei conci stessi abbiano risultante orizzontale, trascurando gli sforzi di taglio all'interfaccia tra i vari volumetti.

12.2. Verifica allo scivolamento

Al fine di soddisfare la verifica allo scivolamento, la risultante delle azioni orizzontali agenti sul muro deve risultare non superiore alla forza resistente costituita dall'attrito sul piano di imposta. Questa a sua volta è valutata come prodotto della risultante delle azioni verticali (ortogonali al piano di imposta) per il coefficiente di attrito in fondazione $\mu = \tan(\phi')$.

In condizioni sismiche si considerano, oltre all'incremento di spinta del terreno, anche le forze di inerzia delle masse del muro, del terreno poggiante su di esso e degli elementi marginali.

Per la verifica allo scivolamento, deve quindi essere soddisfatta la seguente espressione:

$$R_d = \frac{N \cdot \text{tg}(\delta_s)}{\gamma_R} \geq E_d = H$$

dove:

N carico verticale totale a quota intradosso fondazione

H carico orizzontale totale a quota intradosso fondazione

δ_s angolo di attrito tra fondazione e terreno.

A favore di sicurezza, nel caso in esame si è assunto $\delta_s \approx \phi'_{cs}$ essendo ϕ'_{cs} l'angolo d'attrito a volume costante o di stato critico del terreno di fondazione.

12.3. Verifica di capacità portante per fondazioni dirette

La capacità portante limite viene valutata, secondo il criterio di Meyerhof, con riferimento alla fondazione equivalente, definita come la parte della fondazione reale rispetto alla quale la risultante dei carichi è baricentrica.

Per fondazioni rettangolari di dimensioni in pianta B ed L, indicate rispettivamente con e_B ed e_L le due componenti in direzione di B e di L della eccentricità del carico, le dimensioni efficaci B_e ed L_e sono espresse da:

$$B_e = B - 2 e_B \quad L_e = L - 2 e_L$$

Verifiche in termini di sforzi efficaci (terreni granulari)

La pressione limite della fondazione è stata valutata in base alla soluzione di Prandtl (1921) e successive generalizzazioni. Per tenere conto della geometria reale e della presenza della scarpata immediatamente a valle della fondazione si è fatto riferimento all'espressione usata nella forma più generale di seguito riportata:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B_e N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c \cdot c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

in cui:

B dimensione efficace minore della fondazione;

N_γ, N_q, N_c fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di attrito ϕ' ;

s_γ, s_q, s_c fattori correttivi che tengono conto della forma della fondazione;

d_γ, d_q, i_c fattori correttivi che tengono conto della profondità del piano di imposta;

RELAZIONE GEOTECNICA

- i_γ, i_q, i_c fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del carico;
- b_γ, b_q, b_c fattori correttivi che tengono conto della inclinazione della base della fondazione;
- g_γ, g_q, g_c fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del piano campagna circostante la fondazione;
- σ'_{vo} pressione verticale efficace agente nelle adiacenze della fondazione alla quota del piano di imposta.

I coefficienti di capacità portante N_γ, N_q ed N_c sono ricavati dalle seguenti espressioni (Vesic 1973):

$$N_q = \frac{1 + \text{sen } \varphi}{1 - \text{sen } \varphi} e^{\pi \tan \varphi}$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q + 1) \times \tan(\varphi)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$$

I coefficienti correttivi possono essere valutati mediante le espressioni:

$$s_\gamma = s_q = 1 + 0.1 (B/L) (1 + \text{sen } \varphi) / (1 - \text{sen } \varphi)$$

$$s_c = 1 + 0.2 (B/L) (1 + \text{sen } \varphi) / (1 - \text{sen } \varphi)$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B L c' / \tan \varphi))^{(m+1)}$$

$$i_q = (1 - H / (N + B L c' / \tan \varphi))^m$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \varphi)$$

$$m = (2 + B/L) / (1 + B/L)$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \text{sen } \varphi')^2 \arctan (z_f / B)$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q)/(N_c \tan \varphi')$$

I simboli utilizzati nelle espressioni precedenti rappresentano:

- z_f profondità del piano di imposta misurata dal tetto dello strato portante;
- N componente della risultante dei carichi perpendicolare al piano di imposta (risultante dei carichi verticali nel caso più comune di piano di imposta orizzontale);
- α inclinazione, in radianti, del piano di imposta, positiva per piano di imposta pendente verso “monte”, cioè in direzione opposta a quella verso cui si presume si sviluppi la rottura;
- ω inclinazione, in radianti, del piano campagna, positiva per piano campagna pendente verso “valle”, cioè nella direzione verso cui si presume si sviluppi la rottura.

12.4. Stima dei cedimenti

La verifica agli Stati Limite di Esercizio è eseguita per garantire che gli spostamenti dell’opera sono tali da soddisfare i requisiti prestazionali della stessa in condizioni di esercizio e verificando la seguente disequaglianza:

$$Ed \leq Cd \quad (\text{Eq. 6.2.7 delle NTC 2018})$$

dove: E_d è il valore di progetto dell’effetto dell’azione, e C_d è il valore limite prescritto dell’effetto delle azioni.

Il problema dei cedimenti può essere diviso in cedimento immediato, cedimento di consolidazione primario e cedimento dovuto alla deformazione differita nel tempo dopo il termine del processo di consolidazione primario, detto anche cedimento secondario. La consolidazione primaria è associata ai processi di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali e si esaurisce in tempi relativamente brevi, mentre la consolidazione secondaria, legata a fenomeni di origine viscosa, si sviluppa in tempi molto più lunghi. Le opere in esame saranno fondate su terreni di natura incoerente e, pertanto, i cedimenti di consolidazione non assumono alcuna rilevanza.

La costruzione di un rilevato o di una fondazione comportano un incremento di tensione sul terreno che si trasferisce in profondità con un progressivo decremento fino ad annullarsi. Il calcolo dello stato tensionale in profondità può essere eseguito adottando la teoria di Poulos e Davis:

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ09	00 D 26	RI	GE0000 001	A	56 di 89

$$R3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \Sigma \delta_i = \Sigma (((\Delta \sigma_{zi} - v_i(\Delta \sigma_{xi} + \Delta \sigma_{yi})) \Delta z_i / E_i)$$

13. VERIFICA DEI RILEVATI

L'analisi di stabilità globale in campo statico è stata condotta assumendo i parametri geotecnici M2 per i materiali in sito e per i materiali antropici. Il carico da traffico ferroviario (q), assunto pari a 59.4 kPa, è stato modellato come un carico distribuito applicato alla base del ballast (v. capitoli seguenti). Tale sovraccarico è di tipo variabile/sfavorevole pertanto, in accordo al coefficiente parziale sulle azioni A2 riportato in Tab. 5.2.V delle NTC2018; il valore di calcolo è stato assunto pari a:

$$q_d = q_k \times g_{Qi} [A2] = 59.4 \text{ kPa} \times 1.3 = 77.22 \text{ kPa.}$$

L'analisi di stabilità globale è stata finalizzata all'individuazione delle superfici di rottura tali da intercettare il carico ferroviario. Tra esse, è definita critica quella a cui corrisponde il fattore di sicurezza FS minimo.

Si sottolinea che nella ricerca delle superfici di rottura critiche sono state escluse tutte quelle superfici di spessore ridotto e che non interessano la sede ferroviaria.

L'analisi di stabilità globale in campo sismico del rilevato tipologico è stata condotta assumendo i coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici. In accordo a quanto riportato, la forza sismica è stata modellata tramite i coefficienti sismici, utilizzando un valore di β_s pari a 0,28 e un valore di $a_{max}=0,252$. I coefficienti orizzontali e verticali utilizzati

$$K_H = +0,07056 \text{ (concorde alla direzione di scivolamento)}$$

$$K_V = \pm 0,03528 \text{ (verificando la più cautelativa tra negativo e positivo)}$$

Nelle analisi in condizioni sismiche, il carico da traffico ferroviario è stato cautelativamente considerato con fattori di combinazione unitari. Tale carico stradale (q), assunto pari a 59.4kPa, è stato modellato come un carico distribuito applicato in corrispondenza delle impronte delle traversine ferroviarie.

L'analisi di stabilità globale è stata finalizzata all'individuazione delle superfici di rottura tali da intercettare il carico ferroviario. Tra esse, è definita "critica", quella a cui corrisponde il fattore di sicurezza FS minimo. Si sottolinea che nella ricerca delle superfici di rottura critiche sono state escluse tutte quelle superfici di spessore ridotto e che non interessano la sede ferroviaria.

13.1. Caratteristiche dei materiali da rilevato

Per quanto riguarda il materiale costituente il corpo del rilevato si è fatto riferimento alle prescrizioni date nel Manuale di Progettazione di RFI ed è stato assunto un peso di volume pari a 20 kN/m³, un angolo di attrito di 38° ed una coesione efficace nulla.

13.1. Carichi di progetto

I carichi di progetto considerati nelle analisi oggetto del presente documento sono i seguenti:

- Carico rappresentativo del pacchetto di armamento ferroviario (ballast, traversine, rotaie).

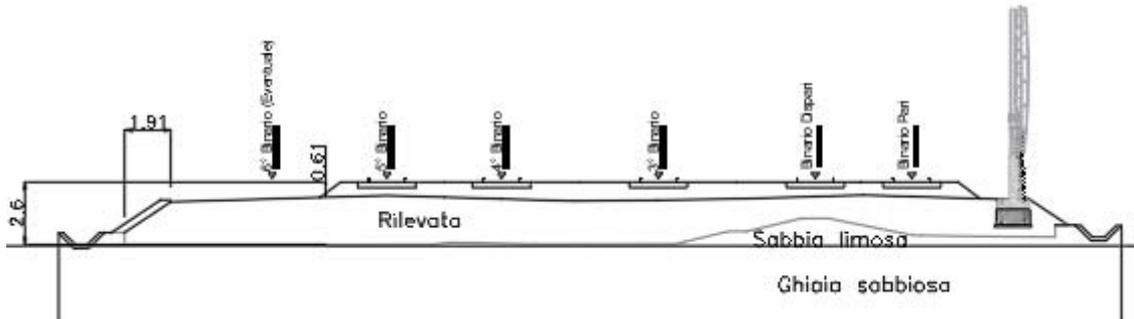


Figura 16 – Sezione di calcolo pk 7550.

13.1. Verifiche SLU ed SLV

Le seguenti figure riportano le superfici di rottura critica, per le quali sono stati calcolati i fattori di sicurezza minimi per la condizione sismica e statica.

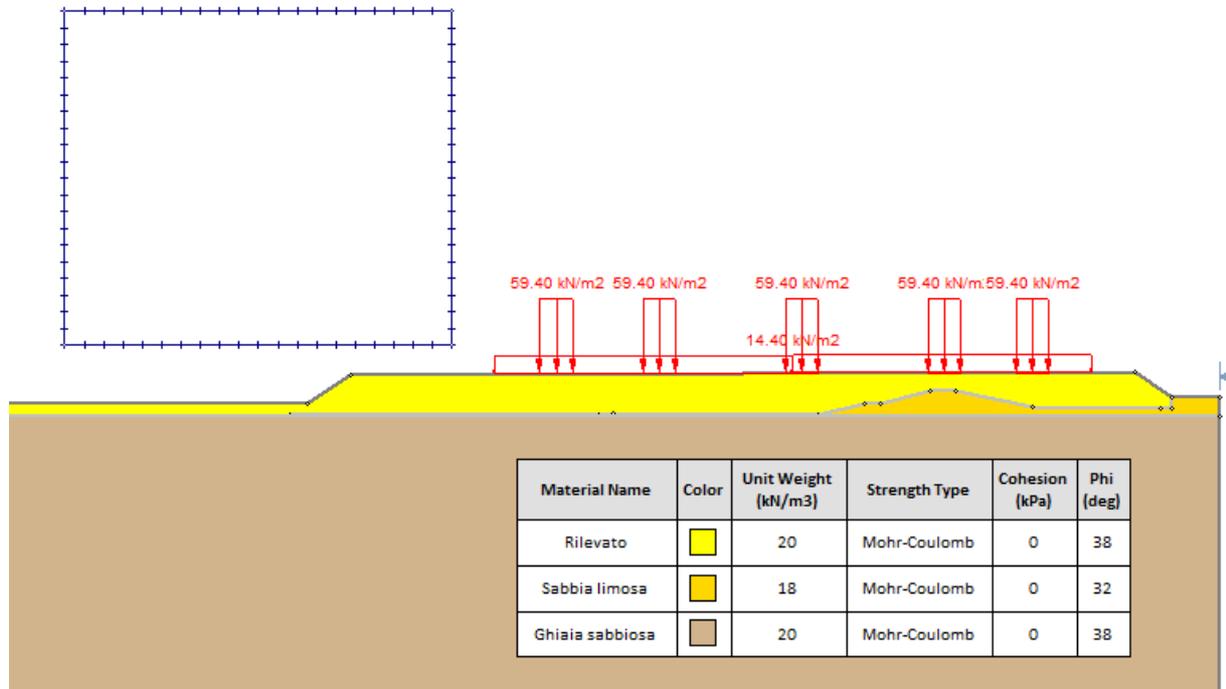


Figura 17 – Modello di calcolo slide.

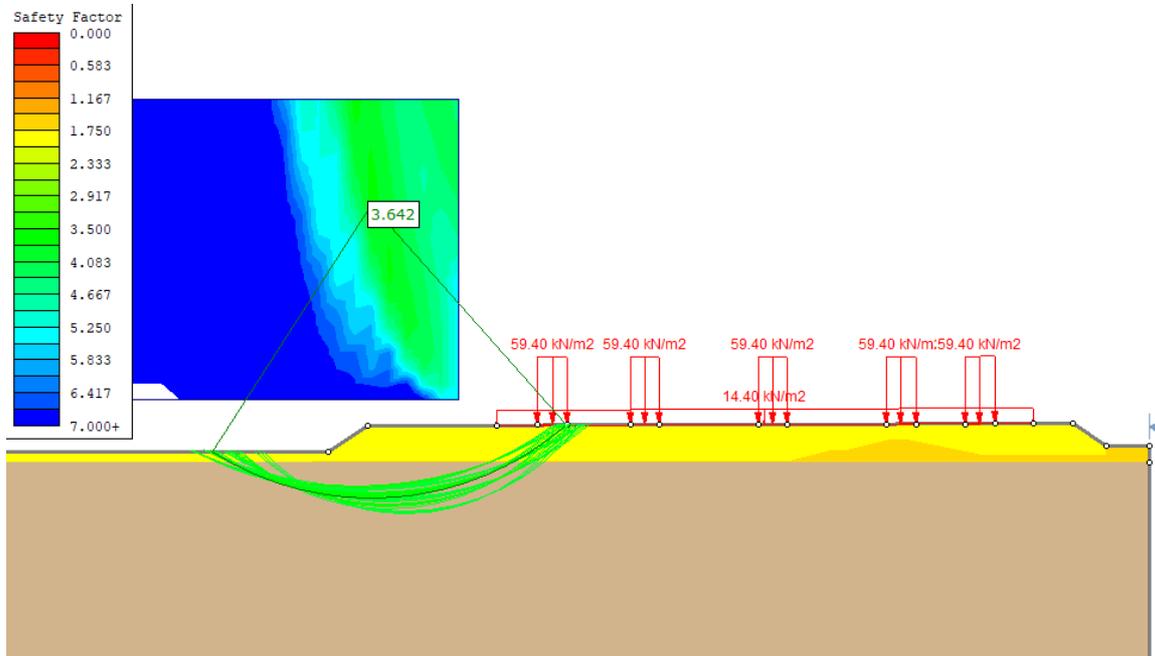


Figura 18 - Verifica di stabilità globale SLU in condizioni statiche ($FS > 1.1$).

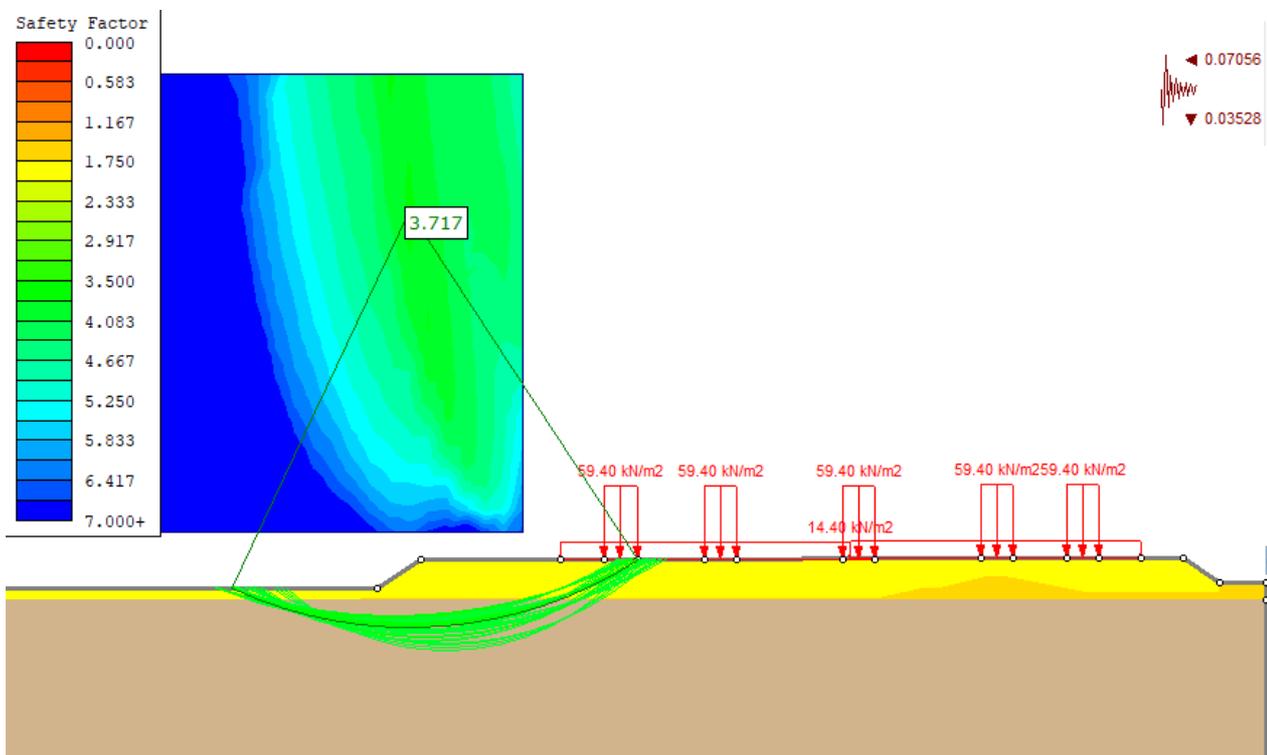


Figura 19 - Verifica di stabilità globale SLU in condizioni sismiche ($FS > 1.2$).

Essendo

$FS \geq R2 = 1.1$ in condizioni statiche

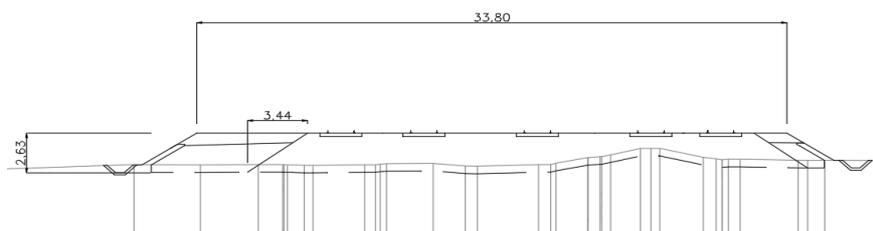
$FS \geq R2 = 1.2$ in condizioni sismiche

La verifica di stabilità globale risulta soddisfatta.

13.2. Verifiche agli SLE

Si riportano di seguito una cautelativa stima dei cedimenti conseguenti alla costruzione del rilevato ed al traffico ferroviario. A favore di sicurezza si assume lo scenario limite in cui il transito dei treni avviene simultaneamente su tutti i binari.

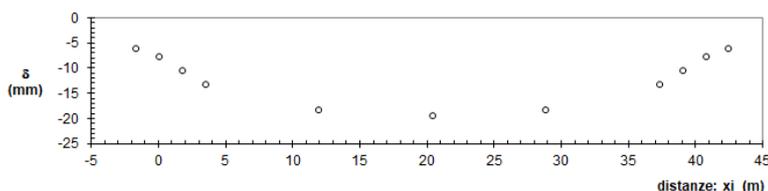
E' importante notare che, in ragione della natura del terreno caratterizzante il modello geotecnico, i cedimenti di consolidazioni sono da ritenersi nulli e, pertanto, i valori stimati sono da intendersi come cedimenti immediati, che si verificheranno ed esauriranno nelle fasi di costruzione ed in quelle antecedenti la messa in servizio dei nuovi binari.



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL RILEVATO

h (altezza del rilevato):	2,60	(m)
a (larghezza scarpata sinistra):	3,45	(m)
a' (larghezza scarpata destra):	3,45	(m)
b (larghezza coronamento del rilevato):	33,80	(m)
γ_R (peso di unità di volume del rilevato):	20,00	(kN/m ³)

Figura 20 - Caratteristiche geometriche della sezione analizzata.



CEDIMENTI

δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	δ_5	δ_6	δ_7	δ_8	δ_9	δ_{10}	δ_{11}
(cm)	(cm)									
-0,60	-0,77	-1,04	-1,31	-1,81	-1,93	-1,81	-1,31	-1,04	-0,77	-0,60

Figura 21 - Calcolo dei cedimenti di costruzione del rilevato

Tabella 4 - Calcolo dei cedimenti relativi al traffico ferroviario

z	Δz_i	Terreno	α	$\text{sen}\alpha$	$\text{cos}\alpha$	E	v	$\Delta\sigma_{zi}$	$\Delta\sigma_{xi}$	$\Delta\sigma_{yi}$	δ_i	$\Sigma\delta_i$
(m)	(m)	(-)	(rad)	(-)	(-)	(kN/m ²)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(cm)	(cm)
0.00	0.5	1	0	0	0	25000	0.30	0	0	0	0	0
0.50	0.5	1	1.55	1.00	0.02	25000	0.30	34.40	33.52	20.38	0.04	0.04
1.00	0.5	2	1.51	1.00	0.06	65000	0.30	34.40	31.78	19.85	0.01	0.05
1.50	0.5	2	1.47	1.00	0.10	65000	0.30	34.39	30.05	19.33	0.02	0.07
2.00	0.5	2	1.43	0.99	0.14	65000	0.30	34.36	28.35	18.81	0.02	0.08
2.50	0.5	2	1.39	0.98	0.18	65000	0.30	34.32	26.68	18.30	0.02	0.10
3.00	0.5	2	1.35	0.98	0.21	65000	0.30	34.25	25.06	17.79	0.02	0.11
3.50	0.5	2	1.32	0.97	0.25	65000	0.30	34.16	23.50	17.30	0.02	0.13
4.00	0.5	2	1.28	0.96	0.29	65000	0.30	34.04	21.99	16.81	0.02	0.15
4.50	0.5	2	1.24	0.95	0.32	65000	0.30	33.90	20.55	16.33	0.02	0.17
5.00	0.5	2	1.21	0.93	0.36	65000	0.30	33.72	19.18	15.87	0.02	0.18
5.50	0.5	2	1.17	0.92	0.39	65000	0.30	33.51	17.87	15.42	0.02	0.20
6.00	0.5	2	1.14	0.91	0.42	65000	0.30	33.27	16.64	14.97	0.02	0.22
6.50	0.5	2	1.11	0.89	0.45	65000	0.30	33.01	15.49	14.55	0.02	0.24
7.00	0.5	2	1.08	0.88	0.48	65000	0.30	32.71	14.40	14.13	0.02	0.26
7.50	0.5	2	1.05	0.87	0.50	65000	0.30	32.39	13.39	13.73	0.02	0.28
8.00	0.5	2	1.02	0.85	0.53	65000	0.30	32.05	12.44	13.35	0.02	0.29
8.50	0.5	2	0.99	0.83	0.55	65000	0.30	31.69	11.56	12.97	0.02	0.31
9.00	0.5	2	0.96	0.82	0.57	65000	0.30	31.31	10.74	12.62	0.02	0.33
9.50	0.5	2	0.93	0.80	0.59	65000	0.30	30.92	9.98	12.27	0.02	0.35
10.00	0.5	2	0.91	0.79	0.62	65000	0.30	30.51	9.27	11.94	0.02	0.37
10.50	0.5	2	0.88	0.77	0.63	65000	0.30	30.10	8.62	11.62	0.02	0.39
11.00	0.5	2	0.86	0.76	0.65	65000	0.30	29.67	8.02	11.31	0.02	0.41
11.50	0.5	2	0.84	0.74	0.67	65000	0.30	29.24	7.46	11.01	0.02	0.42
12.00	0.5	2	0.82	0.73	0.68	65000	0.30	28.81	6.95	10.73	0.02	0.44
12.50	0.5	2	0.80	0.71	0.70	65000	0.30	28.37	6.47	10.45	0.02	0.46
13.00	0.5	2	0.78	0.70	0.71	65000	0.30	27.93	6.04	10.19	0.02	0.48
13.50	0.5	2	0.76	0.69	0.73	65000	0.30	27.49	5.63	9.94	0.02	0.50
14.00	0.5	2	0.74	0.67	0.74	65000	0.30	27.06	5.26	9.69	0.02	0.51
14.50	0.5	2	0.72	0.66	0.75	65000	0.30	26.63	4.91	9.46	0.02	0.53
15.00	0.5	2	0.70	0.65	0.76	65000	0.30	26.20	4.59	9.24	0.02	0.55
15.50	0.5	2	0.69	0.63	0.77	65000	0.30	25.77	4.30	9.02	0.02	0.56
16.00	0.5	2	0.67	0.62	0.78	65000	0.30	25.36	4.03	8.81	0.02	0.58
16.50	0.5	2	0.66	0.61	0.79	65000	0.30	24.94	3.78	8.62	0.02	0.60
17.00	0.5	2	0.64	0.60	0.80	65000	0.30	24.54	3.54	8.42	0.02	0.61
17.50	0.5	2	0.63	0.59	0.81	65000	0.30	24.14	3.33	8.24	0.02	0.63
18.00	0.5	2	0.61	0.58	0.82	65000	0.30	23.75	3.13	8.06	0.02	0.64
18.50	0.5	2	0.60	0.57	0.83	65000	0.30	23.36	2.94	7.89	0.02	0.66
19.00	0.5	2	0.59	0.55	0.83	65000	0.30	22.98	2.77	7.73	0.02	0.67
19.50	0.5	2	0.58	0.54	0.84	65000	0.30	22.62	2.61	7.57	0.02	0.69
20.00	0.5	2	0.56	0.53	0.84	65000	0.30	22.25	2.46	7.41	0.01	0.70
20.50	0.5	2	0.55	0.53	0.85	65000	0.30	21.90	2.32	7.27	0.01	0.72
21.00	0.5	2	0.54	0.52	0.86	65000	0.30	21.55	2.19	7.12	0.01	0.73
21.50	0.5	2	0.53	0.51	0.86	65000	0.30	21.22	2.07	6.99	0.01	0.75
22.00	0.5	2	0.52	0.50	0.87	65000	0.30	20.88	1.96	6.85	0.01	0.76
22.50	0.5	2	0.51	0.49	0.87	65000	0.30	20.56	1.86	6.73	0.01	0.78
23.00	0.5	2	0.50	0.48	0.88	65000	0.30	20.25	1.76	6.60	0.01	0.79
23.50	0.5	2	0.49	0.47	0.88	65000	0.30	19.94	1.67	6.48	0.01	0.80
24.00	0.5	2	0.48	0.47	0.88	65000	0.30	19.64	1.58	6.37	0.01	0.82
24.50	0.5	2	0.48	0.46	0.89	65000	0.30	19.34	1.50	6.25	0.01	0.83
25.00	0.5	2	0.47	0.45	0.89	65000	0.30	19.05	1.43	6.15	0.01	0.84
25.50	0.5	2	0.46	0.44	0.90	65000	0.30	18.77	1.36	6.04	0.01	0.86
26.00	0.5	2	0.45	0.44	0.90	65000	0.30	18.50	1.29	5.94	0.01	0.87
26.50	0.5	2	0.44	0.43	0.90	65000	0.30	18.23	1.23	5.84	0.01	0.88
27.00	0.5	2	0.44	0.42	0.91	65000	0.30	17.97	1.17	5.74	0.01	0.89
27.50	0.5	2	0.43	0.42	0.91	65000	0.30	17.72	1.12	5.65	0.01	0.90
28.00	0.5	2	0.42	0.41	0.91	65000	0.30	17.47	1.07	5.56	0.01	0.92
28.50	0.5	2	0.42	0.40	0.91	65000	0.30	17.23	1.02	5.47	0.01	0.93
29.00	0.5	2	0.41	0.40	0.92	65000	0.30	16.99	0.97	5.39	0.01	0.94

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IZ09 00 D 26 RI GE0000 001 A 63 di 89

z	Δz_i	Terreno	α	$\text{sen}\alpha$	$\text{cos}\alpha$	E	ν	$\Delta\sigma_{zi}$	$\Delta\sigma_{xi}$	$\Delta\sigma_{yi}$	δ_i	$\Sigma\delta_i$
(m)	(m)	(-)	(rad)	(-)	(-)	(kN/m ²)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(cm)	(cm)
29.50	0.5	2	0.40	0.39	0.92	65000	0.30	16.76	0.93	5.31	0.01	0.95
30.00	0.5	2	0.40	0.39	0.92	65000	0.30	16.53	0.89	5.23	0.01	0.96
30.50	0.5	2	0.39	0.38	0.92	65000	0.30	16.31	0.85	5.15	0.01	0.97
31.00	0.5	2	0.39	0.38	0.93	65000	0.30	16.10	0.82	5.07	0.01	0.98
31.50	0.5	2	0.38	0.37	0.93	65000	0.30	15.88	0.78	5.00	0.01	1.00
32.00	0.5	2	0.38	0.37	0.93	65000	0.30	15.68	0.75	4.93	0.01	1.01
32.50	0.5	2	0.37	0.36	0.93	65000	0.30	15.48	0.72	4.86	0.01	1.02
33.00	0.5	2	0.36	0.36	0.93	65000	0.30	15.28	0.69	4.79	0.01	1.03
33.50	0.5	2	0.36	0.35	0.94	65000	0.30	15.09	0.66	4.73	0.01	1.04
34.00	0.5	2	0.35	0.35	0.94	65000	0.30	14.90	0.64	4.66	0.01	1.05
34.50	0.5	2	0.35	0.34	0.94	65000	0.30	14.72	0.61	4.60	0.01	1.06
35.00	0.5	2	0.35	0.34	0.94	65000	0.30	14.54	0.59	4.54	0.01	1.07
35.50	0.5	2	0.34	0.33	0.94	65000	0.30	14.36	0.56	4.48	0.01	1.08
36.00	0.5	2	0.34	0.33	0.94	65000	0.30	14.19	0.54	4.42	0.01	1.09
36.50	0.5	2	0.33	0.33	0.95	65000	0.30	14.02	0.52	4.36	0.01	1.10
37.00	0.5	2	0.33	0.32	0.95	65000	0.30	13.86	0.50	4.31	0.01	1.11
37.50	0.5	2	0.32	0.32	0.95	65000	0.30	13.70	0.49	4.25	0.01	1.12
38.00	0.5	2	0.32	0.31	0.95	65000	0.30	13.54	0.47	4.20	0.01	1.13
38.50	0.5	2	0.32	0.31	0.95	65000	0.30	13.38	0.45	4.15	0.01	1.13
39.00	0.5	2	0.31	0.31	0.95	65000	0.30	13.23	0.44	4.10	0.01	1.14
39.00	0.5	2	0.31	0.31	0.95	65000	0.30	13.23	0.44	4.10	0.01	1.15
39.00	0.5	2	0.31	0.31	0.95	65000	0.30	13.23	0.44	4.10	0.01	1.16
39.00	0.5	2	0.31	0.31	0.95	65000	0.30	13.23	0.44	4.10	0.01	1.17
39.00	0.5	2	0.31	0.31	0.95	65000	0.30	13.23	0.44	4.10	0.01	1.18
39.00	0.5	2	0.31	0.31	0.95	65000	0.30	13.23	0.44	4.10	0.01	1.19
39.00	0.5	2	0.31	0.31	0.95	65000	0.30	13.23	0.44	4.10	0.01	1.20
39.00	0.5	2	0.31	0.31	0.95	65000	0.30	13.23	0.44	4.10	0.01	1.21
39.00	0.5	2	0.31	0.31	0.95	65000	0.30	13.23	0.44	4.10	0.01	1.22
39.00	0.5	2	0.31	0.31	0.95	65000	0.30	13.23	0.44	4.10	0.01	1.23
39.00	0.5	2	0.31	0.31	0.95	65000	0.30	13.23	0.44	4.10	0.01	1.24
39.00	0.5	2	0.31	0.31	0.95	65000	0.30	13.23	0.44	4.10	0.01	1.24
39.00	0.5	2	0.31	0.31	0.95	65000	0.30	13.23	0.44	4.10	0.01	1.25
39.00	0.5	2	0.31	0.31	0.95	65000	0.30	13.23	0.44	4.10	0.01	1.26
39.00	0.5	2	0.31	0.31	0.95	65000	0.30	13.23	0.44	4.10	0.01	1.27
39.00	0.5	2	0.31	0.31	0.95	65000	0.30	13.23	0.44	4.10	0.01	1.28
39.00	0.5	2	0.31	0.31	0.95	65000	0.30	13.23	0.44	4.10	0.01	1.29
39.00	0.5	2	0.31	0.31	0.95	65000	0.30	13.23	0.44	4.10	0.01	1.30
39.00	0.5	2	0.31	0.31	0.95	65000	0.30	13.23	0.44	4.10	0.01	1.31
39.00	0.5	2	0.31	0.31	0.95	65000	0.30	13.23	0.44	4.10	0.01	1.32
39.00	0.5	2	0.31	0.31	0.95	65000	0.30	13.23	0.44	4.10	0.01	1.33

Tot 1.33 cm

14. VERIFICA DEL FABBRICATO PM CARGNACCO

La geometria della fondazione del fabbricato in oggetto, di dimensioni pari a 18.3 x 10, è illustrata in dettaglio nell'elaborato IZ0900D26BBFA0100001A.

14.1. Carichi di progetto

I carichi di progetto per la verifica delle fondazioni sono forniti dal progettista strutturista e, di seguito, si richiamano le combinazioni di carico ritenute dimensionanti. Si rimanda ad elaborati di progetto specifici per maggiori informazioni circa la descrizione delle azioni e la stima degli scarichi in fondazione.

Tabella 14.1 – Fabbricato PM Cargnacco: azioni di progetto riferite al baricentro della fondazione

Combinazioni di carico	N KN	MB KN-m	ML KN-m	TB KN	TL KN	MT KN-m
SLU_TOT_fond_A1	19263	4283	2905	367	193	0
SLU_TOT_fond_A1	17407	-7683	-2582	-367	-193	0
SLV_TOT_fond	13872	19437	20342	2766	2800	4987
SLV_TOT_fond	13778	-21589	-19874	-2766	-2800	-4987
SLE_f_TOT_fond	12980	2054	523	49	26	0
SLE_f_TOT_fond	11734	-3649	-468	-49	-26	0
SLE_f_TOT	9224	3439	404	49	26	0
SLE_f_TOT	8227	-2181	-587	-49	-26	0
SLE_r_3_fond	13681	2752	1464	147	77	0

dove:

N Azione assiale di compressione

MB ed ML Momenti rispettivamente in direzione della larghezza e della lunghezza della fondazione

TB e TL Azioni orizzontali rispettivamente in direzione della larghezza e della lunghezza della fondazione

MT Momento torcente

14.2. Verifiche agli SLU ed SLV

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

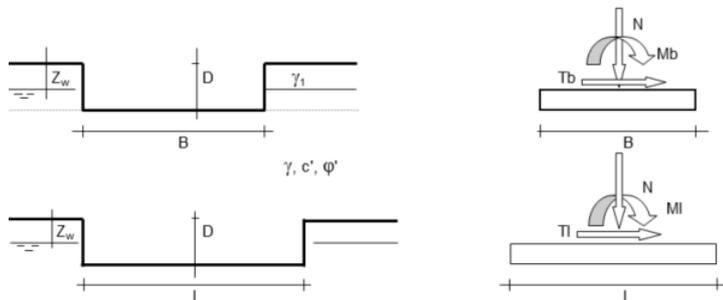
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo	coefficienti parziali						
	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	⊙	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B	=	10.00	(m)
L	=	18.30	(m)
D	=	0.50	(m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	13872.49		13872.49
Mb [kNm]	19436.82		19436.82
MI [kNm]	20342.35		20342.35
Tb [kN]	2766.19		2766.19
TI [kN]	2800.08		2800.08
H [kN]	3936.02	0.00	3936.02

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ09	00 D 26	RI	GE0000 001	A	66 di 89

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 19.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 19.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 30.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 30.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 26.00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= 1.40 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 1.47 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 7.20 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 15.37 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 9.50 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \gamma \cdot D / \varphi')}$$

$$N_q = 18.40$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 30.14$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 22.40$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.29$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.27$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.81$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_0 = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.68 \quad \theta = \arctg(T_b / T_l) = 44.65 \quad (^\circ)$$

$$m_1 = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.32 \quad m = 1.50 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m \quad (m=2 \text{ nel caso di fondazione nastriforme e } m=(m_0 \sin^2 \theta + m_1 \cos^2 \theta) \text{ in tutti gli altri casi})$$

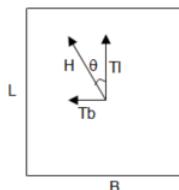
$$i_q = 0.61$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.58$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.43$$



RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ09	00 D 26	RI	GE0000 001	A	67 di 89

d_c, d_q, d_y : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) * \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1.02$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$d_c = 1.02$$

$$d_y = 1$$

$$d_y = 1.00$$

b_c, b_q, b_y : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_1 \tan\phi')^2 \quad \beta_1 + \beta_p = 0.00 \quad \beta_1 + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

g_c, g_q, g_y : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_1 + \beta_p = 0.00 \quad \beta_1 + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 678.35 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 125.42 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 294.93 \geq q = 125.42 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$Hd = 3936.02 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$Sd = N \tan(\phi') + c' B^* L^*$$

$$Sd = 8009.29 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$Sd / \gamma_R = 7281.17 \geq Hd = 3936.02 \quad (\text{kN})$$

La fondazione risulta verificata agli Stati Limite Ultimo e di Vita.

14.3. Verifiche agli SLE

Il calcolo che segue è stato eseguito sulla base del metodo di Poulos e Davis, richiamato nel capitolo 12.4 e delle azioni elencate in Tabella 14.1.

z (m)	Δz_i (m)	Terreno (-)	R1 (-)	R2 (-)	R3 (-)	$\Delta \sigma_{zi}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{xi}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{yi}$ (kN/m ²)	E (kN/m ²)	ν (-)	δ_i (cm)	$\Sigma \delta_i$ (cm)
0.00	0.5	1	0	0	0	0	0	0	45000	0.33	0	0
0.50	0.5	1	9.15	5.01	10.43	72.06	68.73	67.28	45000	0.33	0.03	0.03
1.00	0.5	1	9.18	5.06	10.45	67.01	14.30	13.23	45000	0.33	0.06	0.09
1.50	0.5	2	9.23	5.15	10.50	62.76	11.73	10.05	70000	0.33	0.04	0.13
2.00	0.5	2	9.32	5.30	10.57	59.39	9.56	7.39	70000	0.33	0.04	0.17
2.50	0.5	2	9.42	5.48	10.67	56.69	7.77	5.24	70000	0.33	0.04	0.21
3.00	0.5	2	9.55	5.71	10.78	54.41	6.30	3.55	70000	0.33	0.04	0.25
3.50	0.5	2	9.71	5.96	10.92	52.34	5.09	2.26	70000	0.33	0.04	0.28
4.00	0.5	2	9.89	6.25	11.08	50.35	4.10	1.27	70000	0.33	0.03	0.32
4.50	0.5	2	10.09	6.56	11.26	48.38	3.29	0.53	70000	0.33	0.03	0.35
5.00	0.5	2	10.31	6.90	11.46	46.41	2.61	-0.01	70000	0.33	0.03	0.38
5.50	0.5	2	10.55	7.25	11.67	44.43	2.05	-0.41	70000	0.33	0.03	0.41
6.00	0.5	2	10.81	7.62	11.91	42.46	1.59	-0.69	70000	0.33	0.03	0.44
6.50	0.5	2	11.08	8.00	12.16	40.51	1.20	-0.89	70000	0.33	0.03	0.47
7.00	0.5	2	11.37	8.40	12.42	38.60	0.88	-1.02	70000	0.33	0.03	0.50
7.50	0.5	2	11.67	8.81	12.70	36.74	0.62	-1.11	70000	0.33	0.03	0.53
8.00	0.5	2	11.99	9.22	12.99	34.94	0.40	-1.16	70000	0.33	0.03	0.55
8.50	0.5	2	12.32	9.65	13.30	33.20	0.22	-1.18	70000	0.33	0.02	0.58
9.00	0.5	2	12.66	10.08	13.61	31.54	0.07	-1.19	70000	0.33	0.02	0.60
9.50	0.5	2	13.01	10.51	13.94	29.96	-0.04	-1.18	70000	0.33	0.02	0.62
10.00	0.5	2	13.37	10.96	14.28	28.46	-0.14	-1.16	70000	0.33	0.02	0.64
10.50	0.5	2	13.74	11.40	14.62	27.03	-0.22	-1.13	70000	0.33	0.02	0.66
11.00	0.5	2	14.12	11.86	14.98	25.68	-0.28	-1.10	70000	0.33	0.02	0.68
11.50	0.5	2	14.50	12.31	15.34	24.40	-0.33	-1.07	70000	0.33	0.02	0.70
12.00	0.5	2	14.89	12.77	15.71	23.20	-0.37	-1.03	70000	0.33	0.02	0.71
12.50	0.5	2	15.29	13.23	16.09	22.06	-0.40	-0.99	70000	0.33	0.02	0.73
13.00	0.5	2	15.69	13.70	16.47	20.99	-0.42	-0.96	70000	0.33	0.02	0.75
13.50	0.5	2	16.10	14.16	16.86	19.99	-0.44	-0.92	70000	0.33	0.01	0.76
14.00	0.5	2	16.52	14.63	17.26	19.04	-0.45	-0.88	70000	0.33	0.01	0.77
14.50	0.5	2	16.93	15.10	17.66	18.15	-0.45	-0.85	70000	0.33	0.01	0.79
15.00	0.5	2	17.36	15.57	18.06	17.31	-0.46	-0.81	70000	0.33	0.01	0.80
15.50	0.5	2	17.78	16.05	18.47	16.52	-0.46	-0.78	70000	0.33	0.01	0.81
16.00	0.5	2	18.21	16.52	18.89	15.77	-0.45	-0.75	70000	0.33	0.01	0.82
16.50	0.5	2	18.65	17.00	19.31	15.07	-0.45	-0.72	70000	0.33	0.01	0.84
17.00	0.5	2	19.09	17.48	19.73	14.41	-0.45	-0.69	70000	0.33	0.01	0.85
17.50	0.5	2	19.53	17.96	20.16	13.79	-0.44	-0.66	70000	0.33	0.01	0.86
18.00	0.5	2	19.97	18.44	20.59	13.20	-0.43	-0.64	70000	0.33	0.01	0.87
18.50	0.5	2	20.42	18.92	21.02	12.65	-0.43	-0.61	70000	0.33	0.01	0.87
19.00	0.5	2	20.86	19.41	21.45	12.13	-0.42	-0.59	70000	0.33	0.01	0.88
19.50	0.5	2	21.31	19.89	21.89	11.64	-0.41	-0.56	70000	0.33	0.01	0.89
20.00	0.5	2	21.77	20.37	22.33	11.17	-0.40	-0.54	70000	0.33	0.01	0.90
20.50	0.5	2	22.22	20.86	22.78	10.73	-0.39	-0.52	70000	0.33	0.01	0.91
21.00	0.5	2	22.68	21.34	23.22	10.31	-0.38	-0.50	70000	0.33	0.01	0.92
21.50	0.5	2	23.14	21.83	23.67	9.92	-0.37	-0.48	70000	0.33	0.01	0.92
22.00	0.5	2	23.60	22.32	24.12	9.54	-0.36	-0.47	70000	0.33	0.01	0.93
22.50	0.5	2	24.06	22.80	24.57	9.19	-0.35	-0.45	70000	0.33	0.01	0.94
23.00	0.5	2	24.52	23.29	25.03	8.85	-0.35	-0.43	70000	0.33	0.01	0.94
23.50	0.5	2	24.99	23.78	25.48	8.53	-0.34	-0.42	70000	0.33	0.01	0.95

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ09	00 D 26	RI	GE0000 001	A	69 di 89

z (m)	Δz_i (m)	Terreno (-)	R1 (-)	R2 (-)	R3 (-)	$\Delta \sigma_{zi}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{xi}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{yi}$ (kN/m ²)	E (kN/m ²)	ν (-)	δ_i (cm)	$\Sigma \delta_i$ (cm)
24.00	0.5	2	25.45	24.27	25.94	8.23	-0.33	-0.40	70000	0.33	0.01	0.96
24.50	0.5	2	25.92	24.76	26.40	7.94	-0.32	-0.39	70000	0.33	0.01	0.96
25.00	0.5	2	26.39	25.25	26.86	7.67	-0.31	-0.38	70000	0.33	0.01	0.97
25.50	0.5	2	26.86	25.74	27.32	7.41	-0.30	-0.36	70000	0.33	0.01	0.97
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	0.98
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	0.98
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	0.99
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	0.99
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.00
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.00
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.01
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.01
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.02
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.03
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.03
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.04
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.04
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.05
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.05
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.06
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.06
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.07
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.07
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.08
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.08
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.09
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.09
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.10
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.10
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.11
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.11
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.12
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.13
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.13
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.14
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.14
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.15
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.15
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.16
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.16
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.17
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.17
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.18
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.18
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.19
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.19
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.20
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.20
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.21
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.21
26.00	0.5	2	27.33	26.23	27.78	7.16	-0.30	-0.35	70000	0.33	0.01	1.22

Essendo il cedimento totale pari a 1.22 cm, la verifica risulta soddisfatta.



**COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE-PRG E ACC
DEL P.M. CARGNACCO E OPERE SOSTITUTIVE DEI PL
INTERFERENTI**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ09	00 D 26	RI	GE0000 001	A	70 di 89

ALLEGATI



**COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE-PRG E ACC
DEL P.M. CARGNACCO E OPERE SOSTITUTIVE DEI PL
INTERFERENTI**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ09	00 D 26	RI	GE0000 001	A	71 di 89

ALLEGATO 1 STRATIGRAFIE DEI SONDAGGI DELLE CAMPAGNE DI INDAGINI DELL'ANNO
2015 E 2019

Committente: ITALFERR SpA	Sondaggio: BH1
Riferimento: Completamento del Nodo di Udine PM Carnacco	Data: 9-11/04/2019
Coordinate: 46°00'02.367" N; 13°15'02.12" E.	Quota: 65.0 mt slm
Perforazione: Rotazione a carotaggio continuo	

SCALA 1:125

Stratigrafia

Pagina 1/2

o mm	R v	A metri	LITOLOGIA	DESCRIZIONE	Prel. % 0-100	Campioni	Standard Penetration Test m	N	VI	RP	DOWN HOLE	Cass.	Pz	metri Ltr.V
0.4		1.0		Terreno detritico rimaneggiato frammisto a materiale di riporto costituito da ciottoli, clasti e frammenti di laterizio.			2,0	2-2-4	6	C		1	1.0	Ltr.V
1.7		2.0		Sabbia grossolana di colore marrone, molto alterata, con clasti eterometrici ed eterogenei sub-angolosi e ciottoli sub-sferici Dmax 2-3 cm).		1) Rm < 3,00 3,90							2.0	Ltr.V
4.3		3.0		Limo sabbioso di colore giallo/marrone chiaro con clasti millimetrici di colore bianco inglobati nella matrice. I nuclei delle carote presentano una colorazione bianca per cementazione calcarea da fuga d'acqua.			4,3	42-60/2cm	Rm	C			3.0	Ltr.V
5.0		4.0					7,0	50/4cm	Rm	C		2	4.0	Ltr.V
8.0		5.0				2) Rm < 8,00 8,90							5.0	Ltr.V
9.0		6.0					9,0	50/3cm	Rm	C			6.0	Ltr.V
11.0		7.0		Deposito ghiaioso grossolano (Dmax 7cm) e ghiaioso sabbioso localmente addensato con ciottoli prevalentemente calcarei, più o meno arrotondati, sub sferici, in matrice sabbioso-limosa di colore grigio. Alcuni livelli presentano un discreto grado di cementazione. Presenza di lenti sabbiose e limose.			11,0	36-41-50/1cm	Rm	C		3	7.0	Ltr.V
14.0		8.0				3) Rm < 14,30 15,00							8.0	Ltr.V
17.0		9.0					14,0	29-35-42	77	C			9.0	Ltr.V
17.0		10.0				4) Rm < 17,30 17,90						4	10.0	Ltr.V
20.4		11.0					20,4	34-39-43	82	C		5	11.0	Ltr.V
23.0		12.0				5) Rm < 23,00 23,50							12.0	Ltr.V
24.0		13.0											13.0	Ltr.V
25.0		14.0											14.0	Ltr.V



**COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE-PRG E ACC
DEL P.M. CARGNACCO E OPERE SOSTITUTIVE DEI PL
INTERFERENTI**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ09	00 D 26	RI	GE0000 001	A	78 di 89

ALLEGATO 2 SINTESI DELLE PROVE DI LABORATORIO ESEGUITE NELLA CAMPAGNA DI
INDAGINI DELL'ANNO 2015 E 2019

COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE-PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IZ09 00 D 26 RI GE0000 001 A 79 di 89

SONDAGGIO		CAMP.	prof.	PROVA TRIL TRIL CAME	POCKET VANE FENET PP VT kPa	TEST VT kPa	CONTRA D'ACQUA W %	PESSO UNTA VOLUME Mg/m ³	PESSO UNTA VOLUME Mg/m ³	PESSO SPECIF DEL TERRENO Mg/m ³	GRANULOMETRIA g s L L-A A	LIMITI ATTEBBERG Wp Ip	CLASSIFICAZIONE UNI USCS	PROVA EDOMETRICA Esd Cv K Ca	TAGLIO CASA GRANDE c' c'' kPa	TAGLIO TRASASIALE c' c'' kPa
S1	1	5.00	R							2.74	73.34 / 20.71 / 5.95 / /	N.D.	A-1-a		0.2	CD 34.3
S1	2	8.00	R								51.68 / 42.12 / 8.51 / /	N.D.	A-1-a			
S2	1	5.00	R							2.74	50.65 / 40.48 / 8.88 / /	N.D.	A-1-a		4.6	CD 32.8
S2	2	9.00	R								78.88 / 16.14 / 4.98 / /	N.D.	A-1-a			
		9.40	R								58.73 / 36.09 / 5.18 / /	N.D.	A-1-a			
											70.92 / 23.75 / 5.32 / /	N.D.	A-1-a			
											56.32 / 38.08 / 5.60 / /	N.D.	A-1-a			

LEGENDA
 I = INDISTURBATO
 R = RIMANEGGIATO
 S = SEMINDISTURBATO
 AGIS
 ASTM
 CD = PROVA TRASASIALE CONSOLIDATA E DRENATA
 CU = PROVA TRASASIALE CONSOLIDATA NON DRENATA
 UU = PROVA TRASASIALE NON CONSOLIDATA NON DRENATA
 Ccu = -cu = parametri consolidati non drenati
 Cc = -c' = parametri efficaci
 Ccu = -c' = parametri non consolidati non drenati
 CD = PROVA DI TAGLIO AL CASAGRANDE CONSOLIDATA E DRENATA

COMMITTENTE: ITALFERR S.p.A.

LAVORO: P.P. Raddoppio Palmanova - Udine

LOCALITA': Sissoldo - Bivio Cagnacco (UD)

N.COMMESSA: 15/023.01

ROCCHE MATER: STRADALI

TABELLA RIASSUNTIVA

PROVE DI LABORATORIO SU:

TERRE



www.sgallab.it

SGALLAB - Laboratori e Ricerche S.r.l.

Commissione Ministeriale Prove Geotecniche Terre e Rocce N.7892

Via Marconi, 18/a - 47033 - Morciano di Romagna (RN) - ITALY

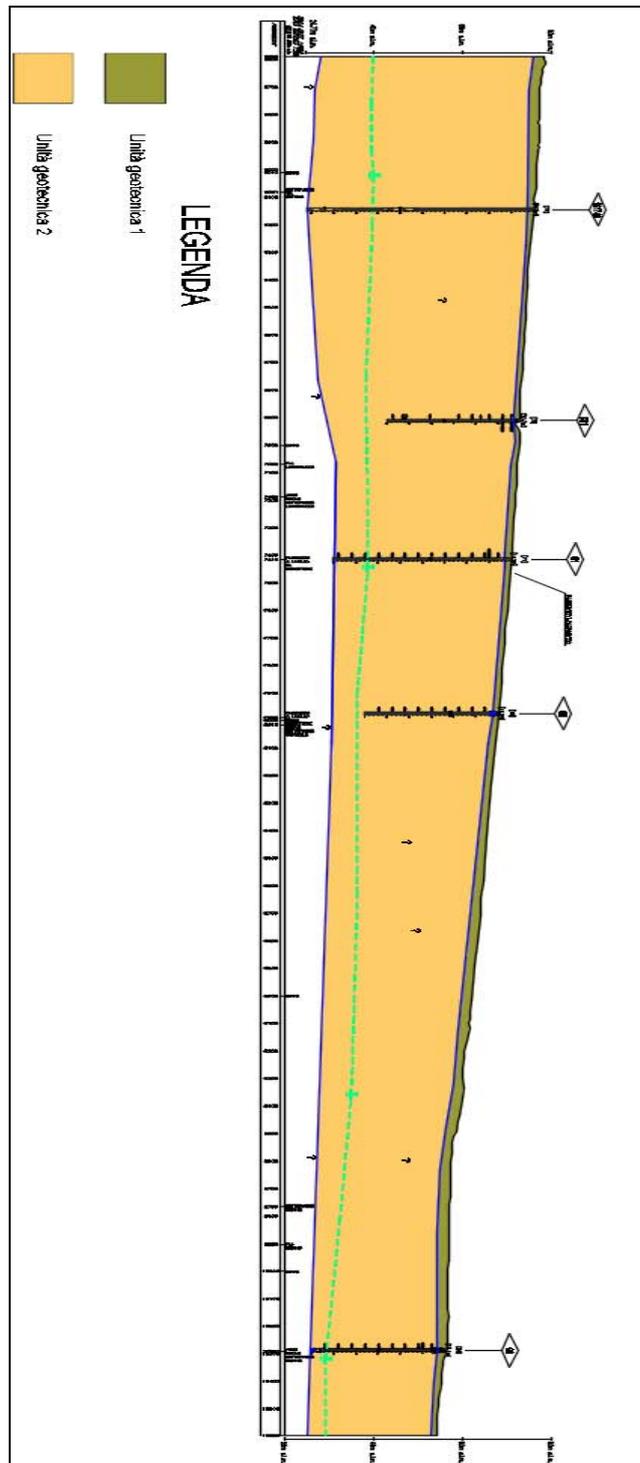
Tel./Fax: +39 0541 988972 - e-mail: info@sgallab.it

REA: RN-304214 - C.F. e P.IVA 03886010401

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IZ09 00 D 26 RI GE0000 001 A 80 di 89

vicenzetto		Riepilogo dei risultati delle prove di laboratorio						COMM.	039CM19	R.	OO
								PAG	1	DI	1
Committente ITALFERR S.p.A.											
Progetto PRG e ACC PM Cargnacco											
Sondaggio		BH1									
Campione		CR1	CR2	CR3	CR4	CR5	CR6				
Profondità	da m	3,00	8,00	14,50	17,30	23,00	28,50				
	a m	3,50	8,50	15,00	17,90	23,50	29,00				
Consistenza	Pen.										
	Tor.										
	kPa										
	kPa										
Contenuto naturale d'acqua	Wn	%									
Peso dell'unità di volume	γ	Mg/m ³									
Peso specifico	Gs	Mg/m ³									
Limite di liquidità	Wl	%									
Limite di plasticità	Wp	%									
Indice di plasticità	Ip										
Indice di consistenza	Ic										
Limite di ritiro	Wr	%									
Sostanze organiche											
Indice di gruppo	Ig		0	-	0	-	0	-			
Classificazione USCS			GM-GC	GM-GC	GM-GC	GM-GC	GM-GC	GM-GC			
Classificazione UNI 11531-1			A1-b	A1-b	A1-b	A1-b	A1-b	-			
Analisi granulometrica	% ciottoli + massi										
	% Ghiaia		65	44	60	54	56	39			
	% Sabbia		18	31	23	24	26	31			
	% Limo		17	25	17	22	18	29			
	% Argilla		-	-	-	-	-	1			





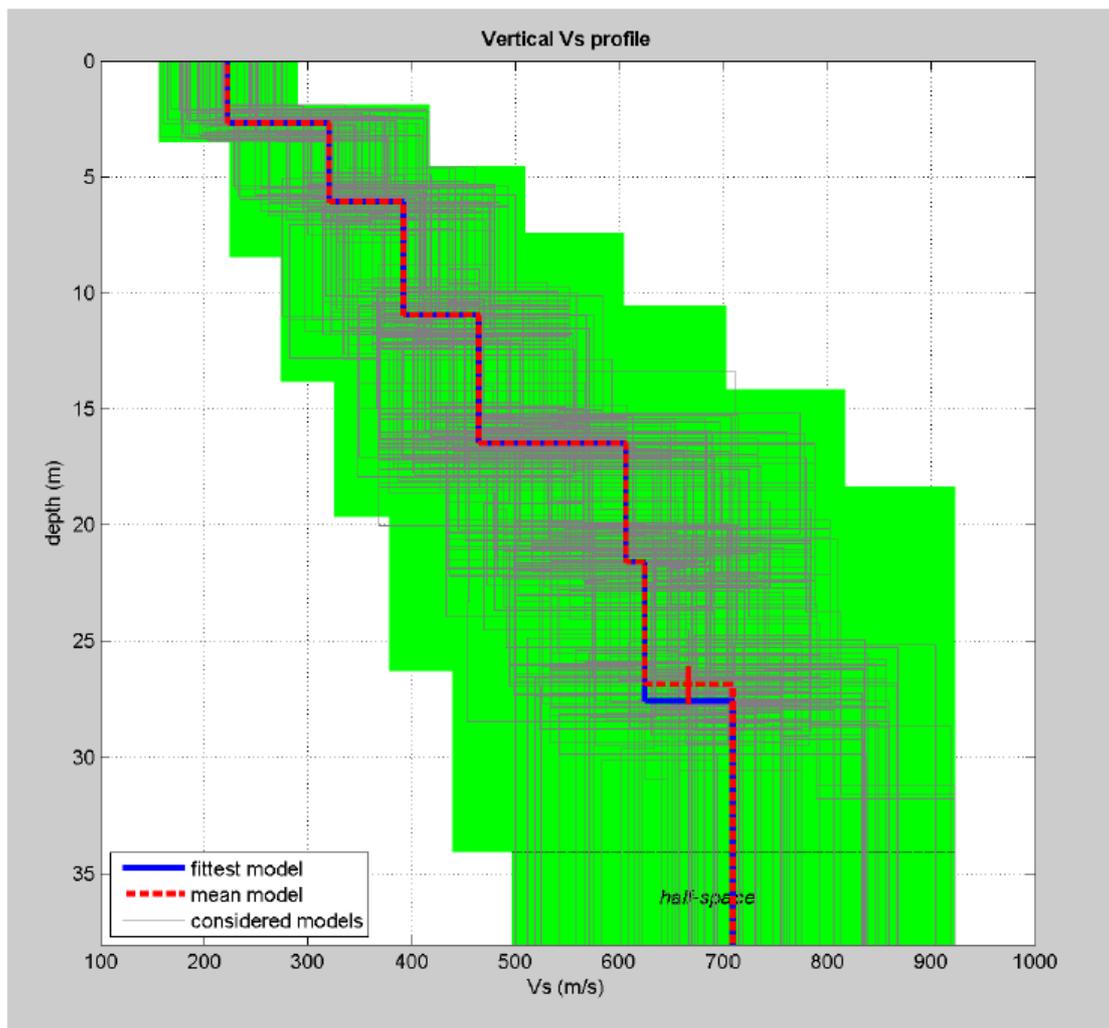
**COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE-PRG E ACC
DEL P.M. CARGNACCO E OPERE SOSTITUTIVE DEI PL
INTERFERENTI**

RELAZIONE GEOTECNICA

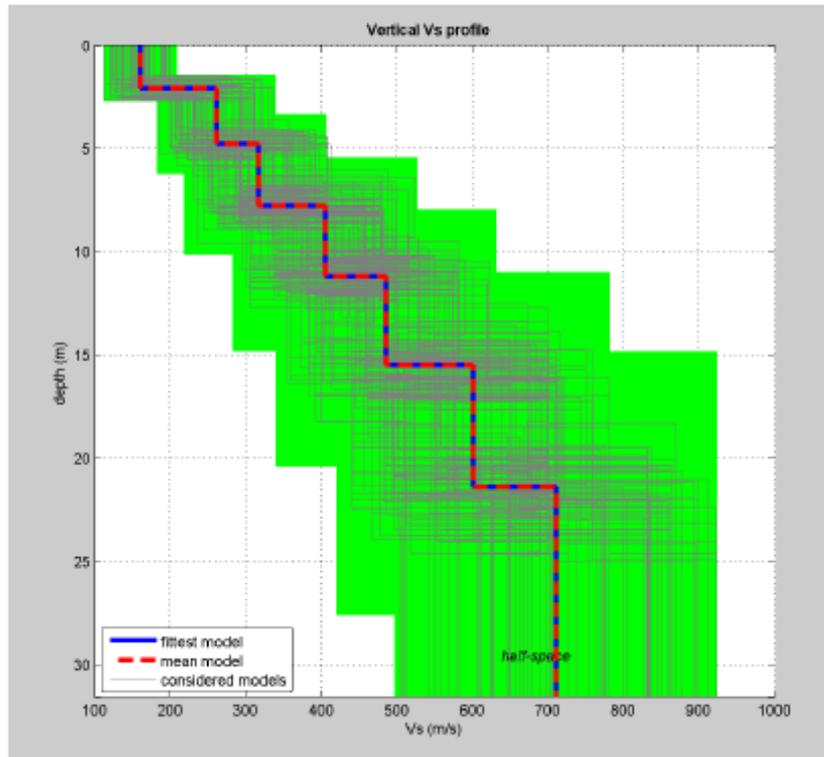
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ09	00 D 26	RI	GE0000 001	A	83 di 89

ALLEGATO 4 INTERPRETAZIONE DELLE PROVE GEOFISICHE

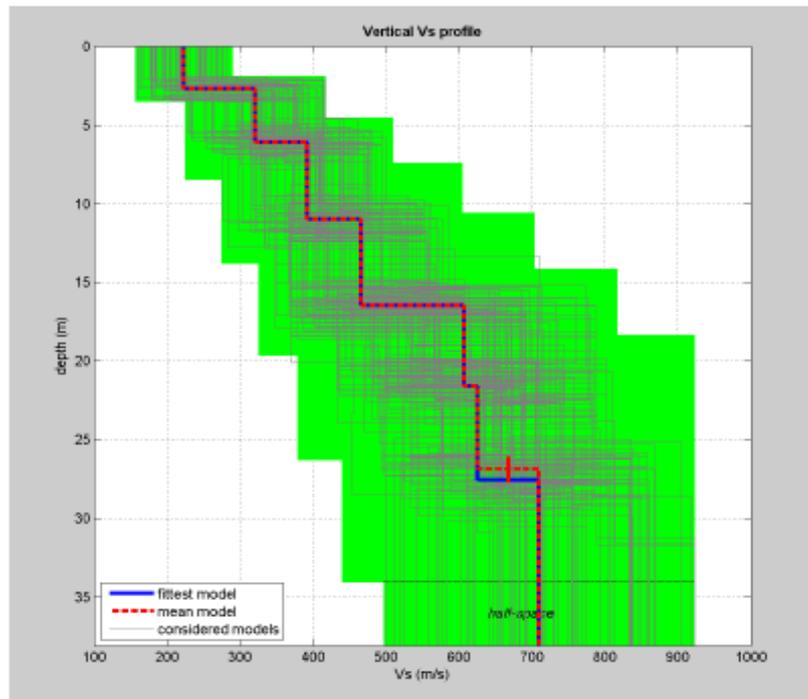
MASW BH1



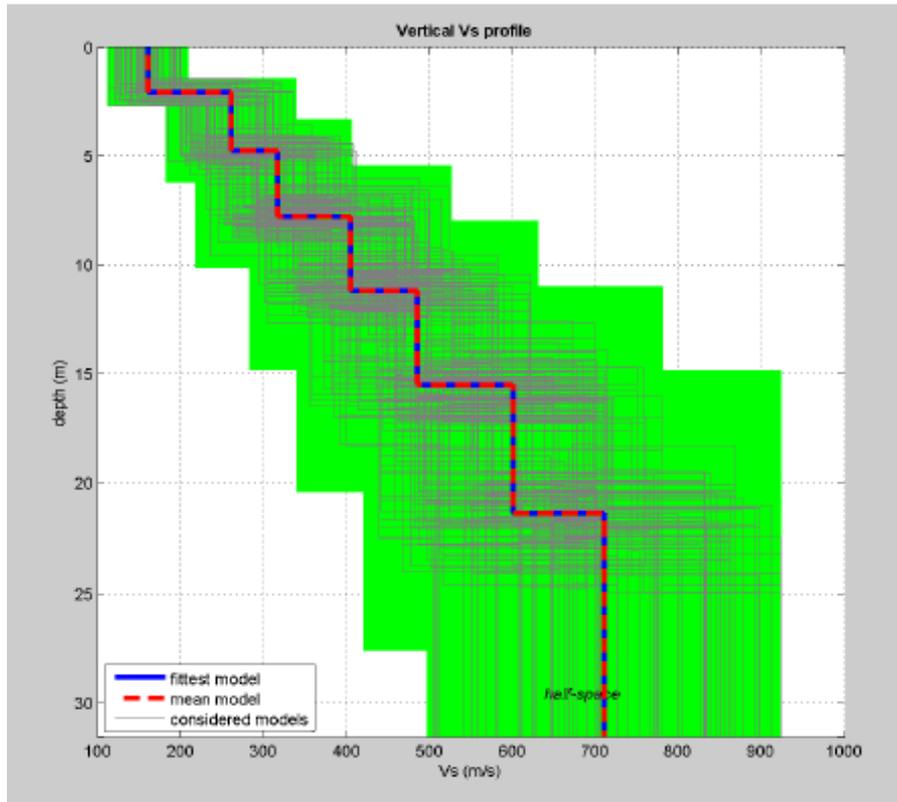
MASW PD 2



REMI BH 1



REMI PD 2



MASW 1

