



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



MIT
MINISTERO
DELLE INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI



Italiadomani
PIANO NAZIONALE
DI RIPRESA E RESILIENZA



RegioneLombardia
Direzione Generale Infrastrutture e Opere Pubbliche



CODICE
COMMESSA

LIVELLO
PROGETTAZIONE

D.P.R.
207/10

PROGRESSIVO
ELABORATO

CATEGORIA
OPERA

NUMERO
OPERA

REVISIONE

SCALA

B 3 5

D

b

0 0 4

I G

0 1

R 0

===

IMPIANTO DI PRODUZIONE, STOCCAGGIO E DISTRIBUZIONE IDROGENO
ADEGUAMENTO IMPIANTO FERROVIARIO DI EDOLO
Progetto Definitivo

Binari adibiti al rifornimento di idrogeno
Stazione di Edolo
Relazione geotecnica

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3		-		
	2		-		
	1		-		
	0	Giu. 2024	PRIMA EMISSIONE	E.Barbanti	R.Pantalena

FERROVIENORD

APPALTATORE

Progettista



REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
E.Barbanti	R.Pantalena	A.Fava	Giu. 2024
CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE			AGG.

SOMMARIO

1. PREMESSA	3
2. INTRODUZIONE	4
3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
3.1. Elaborati di riferimento	4
3.2. Normativa e standard di riferimento	4
3.3. Bibliografia.....	5
4. INDAGINI GEOGNOSTICHE	5
4.1. Campagna d'indagini 2024	5
4.2. Campagna d'indagini pregressa (2022)	6
4.2.1. Sondaggi e prove penetrometriche.....	6
4.2.2. Prove di laboratorio	7
5. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	7
5.1. Generalità	7
5.2. Materiali a grana grossa	7
5.2.1. Densità relativa.....	8
5.2.2. Angolo di resistenza al taglio	9
5.2.3. Caratteristiche di deformabilità.....	11
5.2.4. Coefficienti di permeabilità.....	14
6. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO	14
6.1. Descrizione delle unità geotecniche e stratigrafia del progetto	15
7. ACCELERAZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE	15
7.1. Premessa	15
7.2. Vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento per l'azione sismica.....	16
7.3. Stati limite e relative probabilità di superamento	16
7.4. Accelerazione di riferimento su suolo rigido.....	17
7.5. Risposta sismica locale	18
8. CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE	19
8.1. Unità R	19
8.1.1. Proprietà fisiche da SPT	20
8.1.2. Caratteristiche fisiche da prove di laboratorio	21
8.1.3. Proprietà meccaniche di resistenza da prove in foro SPT	22
8.1.4. Proprietà meccaniche di deformabilità da prove in foro SPT	23
8.2. Unità GM	24
8.2.1. Proprietà fisiche da SPT	25
8.2.2. Caratteristiche fisiche da prove di laboratorio	26
8.2.3. Proprietà meccaniche di resistenza da prove in foro SPT	27
8.2.4. Proprietà meccaniche di deformabilità da prove in foro SPT	28
8.2.5. Coefficienti di permeabilità.....	29
8.3. Sintesi dei parametri geotecnici	30

1. PREMESSA

La presente relazione caratterizza dal punto di vista geotecnico i terreni presenti nell'area degli interventi da effettuarsi nell'ambito del progetto definitivo dell'impianto di produzione, stoccaggio e distribuzione idrogeno e dell'adeguamento dell'impianto ferroviario di Edolo. Gli interventi in oggetto sono quelli relativi all'adeguamento dell'attuale impianto di Edolo, realizzando le opere necessarie affinché si seguano anche gli standard per l'interoperabilità delle linee.

Attualmente la stazione presenta un ampio piazzale binari di cui solo i primi due, dotati di banchine, vengono utilizzati per il servizio viaggiatori. Il collegamento tra le banchine avviene mediante attraversamenti a raso del primo binario. La parte restante del piazzale è composta da alcuni binari passanti e da altri tronchi. La stazione è di testa.

L'intera struttura è sormontata da un sovrappasso pedonale in legno ed è inoltre stata realizzata una tettoia in legno lungo il primo binario.

Il progetto definitivo si sviluppa sulla base del progetto di fattibilità tecnico-economica sviluppato dal Committente. In aggiunta alle indicazioni del suddetto progetto, posto a base di gara, è stato emesso un Ordine di Servizio, su richiesta di Regione Lombardia, in data 06/12/2023 in cui si richiede la modifica dei deviatori di ingresso previsti, in modo da garantire una percorrenza ad una velocità pari a 60 km/h.

Un secondo Ordine di Servizio è stato emesso in data 17/05/2024, e si richiede di predisporre gli elaborati relativi ad una prima fase funzionale dell'intervento tale da consentire il rifornimento di idrogeno dei treni. La presente relazione è stata redatta in funzione dell'intero progetto, ma il suo contenuto si riferisce alla prima fase funzionale.

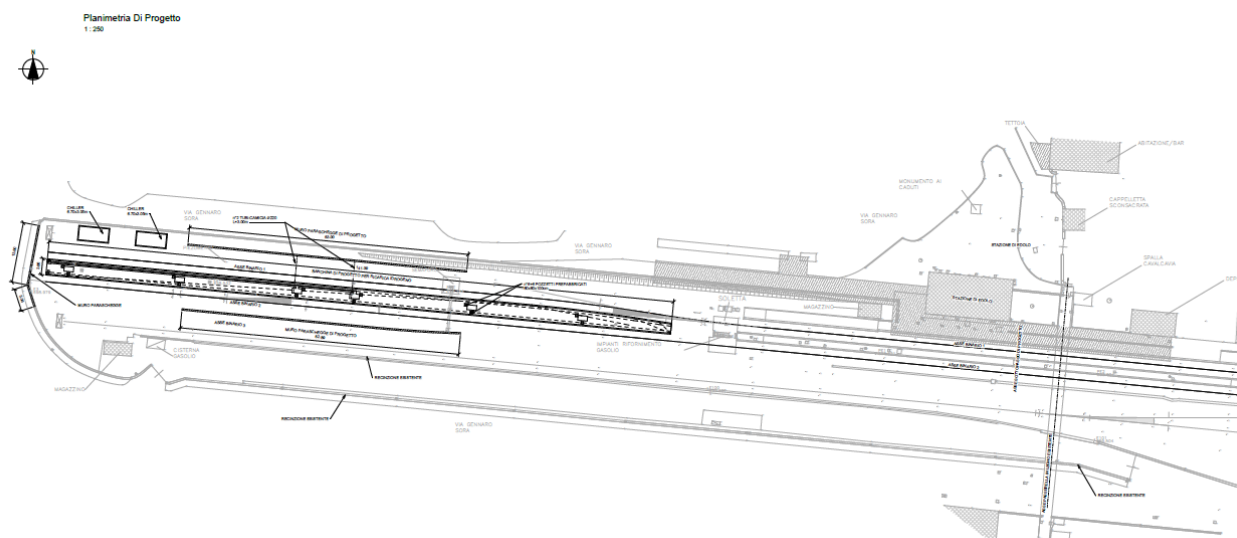


Figura 1-1: Planimetria degli interventi.

Il progetto della prima fase funzionale dell'adeguamento dell'impianto ferroviario di Edolo si sviluppa negli interventi sotto descritti.

Nella zona ovest della stazione sarà realizzata la zona di sosta e rifornimento dei treni a idrogeno. Sarà quindi realizzata una nuova banchina di servizio a quota +25 cm dove saranno posizionati i distributori di idrogeno e gli impianti ad essi connessi. Saranno inoltre realizzati dei muri paraschegge a protezione di via Sora lato nord, tra il secondo e terzo binario e al termine dei binari.

A corredo di questa relazione, è stata redatta una carta geologica con elementi di geomorfologia e che comprende anche l'ubicazione delle indagini svolte e il profilo geologico dell'area di studio.

2. INTRODUZIONE

Il presente documento descrive i risultati dello studio geotecnico volto a definire il modello geotecnico del sottosuolo da adottarsi nell'ambito di questo progetto.

La presente relazione, si articola come segue:

- il capitolo 3 elenca i documenti, le normative e la bibliografia di riferimento;
- il capitolo 4 riporta una sintesi delle indagini geotecniche di sito e di laboratorio disponibili ai fini della presente caratterizzazione;
- il capitolo 5 descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche;
- il capitolo 6 riporta il quadro di riferimento geologico ed idrogeologico con un'analisi del profilo freatico e, definisce le unità geotecniche;
- il capitolo 7 definisce l'accelerazione sismica di riferimento per il progetto;
- il capitolo 8 illustra le caratteristiche geotecniche di ciascuna unità geotecnica e fornisce una sintesi dei parametri presi in considerazione.

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1. Elaborati di riferimento

- [1] Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica: B35-D-b-001-IG-01-R0;
- [2] Indagini geognostiche: B35-D-b-002-IG-01-R0;
- [3] Carta geologica con elementi di geomorfologia con ubicazione indagini e profilo geologico: B35-D-b-003-IG-01-R0.

3.2. Normativa e standard di riferimento

- [4] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30;
- [5] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018";
- [6] RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21.12.2018- "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI";
- [7] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- [8] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- [9] AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche;
- [10] AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida.

3.3. Bibliografia

- [11] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" *Geotechnique* 36 , n° 1;
- [12] Cubrinowski M., Ishihara K. (1999) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils" *Soils and Foundations*, vol. 39, n° 5, pp. 61-71;
- [13] [60] Durgunoglu H.T., Mitchell J.K. (1975) "Static penetration resistance of soils, I -Analyses, II - Evaluation of the theory and interpretation for practice" ASCE Specialty Conference on in Situ Measurements of Soil Properties, Raleigh NC, V.I;
- [14] De Mello V.F.B (1971). "The Standard Penetration Test." SOA Report, Proc. IV Panamerican Conf. On SMFE, San Juan, Puerto Rico;
- [15] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" *Proceedings In-situ 2001*, Bali;
- [16] Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" *Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I*, Orlando;
- [17] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol.6;
- [18] Schmertmann, J. H. (1978). *Guidelines for cone penetration test: performance and design* (No. FHWA-TS-78-209). United States. Federal Highway Administration;
- [19] Skempton A.W. (1986) "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" *Geotechnique* 36, n° 3;
- [20] Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113;
- [21] Sykora, D. E., Stokoe K. H. (1983). *Correlations of in situ measurements in sands of shear wave velocity. Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 20: 125 – 136;

4. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Una specifica campagna di indagini geognostiche è stata realizzata all'inizio dell'anno 2024 a supporto della presente relazione geologica di Progetto Definitivo e ad integrazione dei dati derivanti dalle precedenti campagne di indagine realizzate nel 2022.

Nel §4.1 verranno descritte le indagini eseguite durante la recente campagna, nel §4.2 verranno richiamate le indagini pregresse.

4.1. Campagna d'indagini 2024

Il piano indagini della campagna geognostica del 2024 prevede:

- un sondaggio a carotaggio continuo di profondità pari a 30 m;
 - attrezzato con piezometro a tubo aperto (tratto fenestrato da -1 m a -19 m da PC),
 - esecuzione di n.10 prove penetrometriche in foro ogni 1.5 m,
 - prelievo di n.7 campioni rimaneggiati e relative prove di laboratorio;
- una prova sismica di tipo MASW.

Le prove di laboratorio eseguite possono essere sintetizzate come segue:

Sondaggio	Campione	Profondità	Tipo	Peso specifico dei grani	Granulometria setacciatura e sedimentazione	Limiti di Atterberg
S-01	CR1	1.40-1.50	R	X	X	X
	CR2	2.60-2.75	R	X	X	X
	CR3	3.10-3.30	R	X	X	X
	CR4	5.85-6.00	R	X	X	X
	CR5	8.85-9.00	R	X	X	X
	CR6	12.00-12.20	R	X	X	X
	CR7	15.00-15.20	R	-	-	-

Tabella 4-1: Riepilogo delle prove di laboratorio della campagna indagini 2024. R = campione rimaneggiato.

4.2. Campagna d'indagini pregressa (2022)

Le indagini pregresse provengono dalla relazione geologica per il Progetto di Realizzazione dell'impianto di distribuzione per treni ad idrogeno e sono state eseguite nel 2022.

La campagna geognostica è stata così articolata:

- n. 2 sondaggi a carotaggio continuo;
- n. 4 prove di permeabilità Lefranc;
- n. 2 prove penetrometriche dinamiche continue DPSH;
- n. 1 indagine sismica HVSr (microtremori);
- n. 1 prospezione sismica di tipo MASW;
- Analisi geotecniche di laboratorio.

4.2.1. Sondaggi e prove penetrometriche

N.2 sondaggi a carotaggio continuo sono stati eseguiti durante la precedente campagna d'indagine. La tabella seguente dettaglia i dati principali dei sondaggi e le prove in sito eseguite:

Codice sondaggio	Prof. (m)	Coord. Lat. WGS 84	Coord. Long. WGS 84	Monitoraggio [tratto fenestrato]	Prove SPT	Permeabilità (profondità)	n. campioni
S1_pz	12	46.177147	10.327325	PZ TA [5.5m-12m]	4	2CV (4.5m e 9m)	4 CR
S2_pz	12	46.177094	10.326723	PZ TA [6m-12m]	5	2CV (3 m e 6 m)	4 CR

Tabella 4-2: Riepilogo sondaggi e prove in sito della campagna geognostica 2022; PZ TA: piezometro a tubo aperto. Le prove di permeabilità in foro sono di tipo Lefranc (CV: carico variabile). CR = campioni rimaneggiati. Le profondità sono espresse in metri da piano campagna.

N.2 prove penetrometriche dinamiche continue DPSH sono inoltre state realizzate durante la campagna d'indagine.

La tabella seguente riporta la posizione delle prove e la profondità investigata prima di andare a rifiuto:

Codice sondaggio	Prof. (m)	Coord. Lat. WGS 84	Coord. Long. WGS 84
DPSH1	2.1	46.177147	10.327325
DPSH2	3.9	46.177094	10.326723

Tabella 4-3: Prove penetrometriche dinamiche continue DPSH.

4.2.2. Prove di laboratorio

Le prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati durante la campagna di sondaggi sono dettagliate nella tabella seguente:

Sondaggio	Campione	Profondità	Tipo	Contenuto d'acqua	Peso di volume	Peso specifico dei grani	Granulometria Setacciatura e sedimentazione	Limiti di Atterberg	Prova di taglio diretto
S1_pz	CR1	3.0-3.5	R	X	X	X	X	X	X*
	CR2	4.5-5.0	R	X	X	X	X	X	X*
	CR3	6.0-6.5	R	-	-	-	-	-	-
	CR4	9.0-9.5	R	-	-	-	-	-	-
S2_pz	CR1	3.0-3.5	R	X	X	X	X	X	X*
	CR2	6.0-6.5	R	-	-	-	-	-	-
	CR3	7.5-8.0	R	X	X	X	X	X	X*
	CR4	10.5-11.0	R	-	-	-	-	-	-

Tabella 4-4: Riepilogo delle prove di laboratorio eseguite nel 2022. R = campione rimaneggiato. * = su campioni ricostituiti in laboratorio.

5. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1. Generalità

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, di seguito descritti, tengono conto del fatto che lungo il tracciato in esame sono stati rinvenuti: depositi ghiaiosi e ghiaioso-sabbiosi.

Per l'applicazione dei criteri di caratterizzazione geotecnica si distinguono, quindi, materiali a grana grossa (ghiaie e sabbie).

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è stata fatta principalmente sulla base della descrizione stratigrafica dei sondaggi e delle prove di laboratorio sui campioni di terreno.

Sono stati inoltre analizzati i risultati, in termini di velocità delle onde di taglio (V_s), misurate dalle prove geofisiche MASW.

5.2. Materiali a grana grossa

Nell'area oggetto di studio i materiali a grana grossa sono essenzialmente costituiti da terreni a prevalenza ghiaiosa e sabbiosa.

In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in situ (mediante correlazioni empiriche) e delle prove di classificazione di laboratorio effettuate su campioni rimaneggiati.

Si rileva che le correlazioni empiriche riportate nei paragrafi seguenti sono rigorosamente applicabili ove è ragionevole ritenere che le prove interpretate siano avvenute in condizioni drenate, ovvero nei seguenti casi:

- Terreni sopra falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a ≈ 50%.
- Terreni sotto falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a ≈ 35%.

L'interpretazione delle prove in situ è finalizzata a determinare principalmente le seguenti caratteristiche:

- stato iniziale del deposito;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

5.2.1. Densità relativa

Se il singolo valore di N_{SPT} è relativo ad un materiale caratterizzato da contenuto di fine inferiore al 50% (sabbie e ghiaie limose), la determinazione della densità relativa viene effettuata secondo il metodo proposto da Cubrinowski & Ishihara (1999) per materiali normalmente consolidati caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo k_0 dell'ordine di $0.4 \div 0.5$, ovvero adottando la seguente espressione:

$$D_r = \left[\frac{(N_{SPT})_{78\%} \cdot \left(0.23 + \frac{0.06}{D_{50}} \right)^{1.7}}{9} \cdot \left(\frac{98}{\sigma'_{v0}} \right) \right]^{0.5}$$

in cui:

$(N_{SPT})_{78\%}$ = valore di N_{spt} (numero di colpi per 30 cm di penetrazione) associabile ad una energia trasferita alle aste pari al 78% di quella teorica; tale valore si ottiene tramite la seguente espressione

$$(N_{SPT})_{78\%} = (N_{SPT})_{60\%} \cdot \frac{60}{78}$$

σ'_{v0} = pressione verticale efficace in kPa;

D_{50} = diametro delle particelle corrispondente ad un passante pari al 50% espresso in mm.

Il metodo proposto da Cubrinowski & Ishihara richiede la conoscenza del parametro D_{50} , non sempre determinato o stimabile.

In mancanza di tale dato, la determinazione della densità relativa è stata effettuata mediante la correlazione di Skempton (1986) per le sabbie grosse, secondo la quale la densità relativa D_R può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente legge:

$$D_R = \frac{e_{max} - e_o}{e_{max} - e_{min}}$$

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in Tabella 5-1;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota di esecuzione della prova SPT (kg/cm^2);

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

$(K_o)_{nc} = 1 - \sin \phi'$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati (-);

$(K_o)_{sc} = (K_o)_{nc} \cdot (GSC)^{0.5}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovra consolidati (-);

GSC = grado di sovra consolidazione (-);

D_R = densità relativa (-)

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27.5	27.5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43.3	21.7
Sabbie sovra consolidate	27.5÷43.3	$(21.7 \div 27.5) \cdot \frac{1 + 2 \cdot (k_o)_{sc}}{1 + 2 \cdot (k_o)_{nc}}$

Tabella 5-1 – Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

In questa sede, ove non specificato espressamente, si assumeranno valori di A e B corrispondenti alle sabbie grosse normalmente consolidate.

Nel caso di raggiungimento delle condizioni di rifiuto, l'interpretazione geotecnica del dato sperimentale viene effettuata facendo riferimento ad un valore N_{SPT} calcolato come segue:

$N_{SPT} = 100$ se condizioni di rifiuto raggiunte nel primo o secondo tratto della prova (entrambi di lunghezza teorica 15 cm)

$N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{c} \cdot 15$ se il rifiuto viene raggiunto nel terzo tratto di 15 cm

In cui c l'affondamento misurato (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50, rispettivamente nel terzo tratto di 15 cm e N_2 l'affondamento misurato nel secondo tratto di 15 cm

Verranno inoltre scartati i valori (troppo bassi o troppo alti) che si scostano decisamente dalla linea di tendenza caratteristica.

5.2.2. Angolo di resistenza al taglio

5.2.2.1. Unità prevalentemente ghiaiose

Il valore dell'angolo di attrito di picco è determinato in funzione del tipo di terreno (vedi Tabella 5-1) e della densità relativa secondo il grafico di Schmertmann (1977) riportato nella figura seguente.

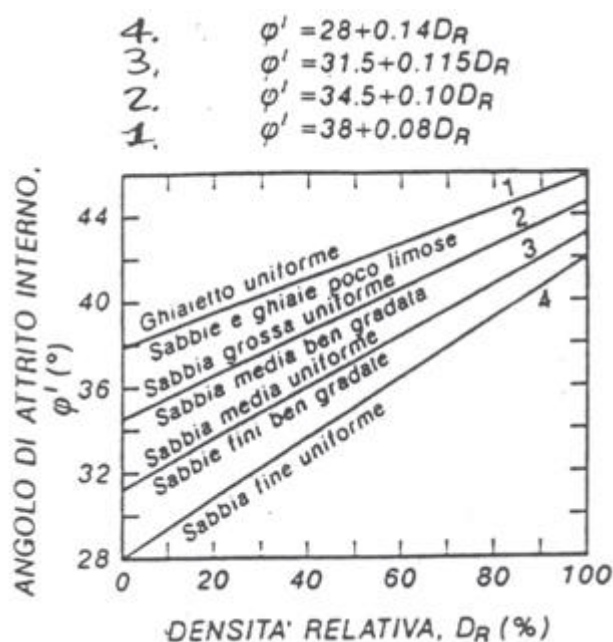


Figura 5-1 – Relazione fra angolo di attrito efficace (ϕ') e densità relativa (D_R) per diverse granulometrie (Schmertmann, 1977)

La differenza fra angolo di attrito di picco (ϕ') ed angolo di attrito a volume costante (ϕ'_{cv}) è stata determinata in funzione della densità relativa in accordo al metodo proposto da Bolton (1986), illustrato nella figura seguente.

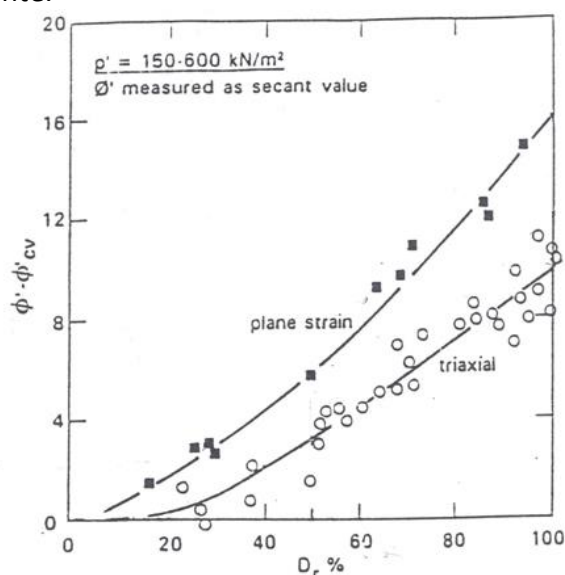


Figura 5-2 – Variazione di $\phi' - \phi'_{cv}$ con la densità relativa D_r (Bolton, 1986)

In tale figura sono riportate le curve relative alle condizioni di rottura tipo prova triassiale di compressione e prova triassiale in estensione o deformazione piana.

La formulazione di Bolton (1986) prevede che:

$$\phi' = \phi'_{cv} + m \cdot DI \quad \text{con } DI = D_R \cdot [Q - \ln(p_f')] - 1$$

essendo:

ϕ' = angolo di resistenza al taglio di picco riferito a pressioni $\sigma'_{ff} = 272$ kPa (°);

Q = coefficiente che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle, assunto pari a 10;

$p_f' = 1,4 \cdot \sigma'_{ff}$ (vedi Jamiokowski et al. 1988) (kPa);

σ_{ff}' = tensione efficace normale alla superficie di rottura = 272 kPa;

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura (vedi Tabella 5-2);

ϕ_{cv}' = angolo di resistenza al taglio a volume costante o di stato critico ($^{\circ}$);

D_R = densità relativa (-).

I valori di D_R utilizzati per definire l'angolo di resistenza al taglio, sono quelli determinati dalle prove SPT.

Condizioni di rottura	$m(.)$
Prova triassiale di compressione ($\sigma_2' = \sigma_3'$)	3
Prova triassiale in Estensione o di deformazione piana ($\sigma_2' \neq \sigma_3'$)	5
σ_2' = tensione principale efficace intermedia	
σ_3' = tensione principale efficace minore	

Tabella 5-2 – Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

I valori dell'angolo di resistenza al taglio ϕ_{cv}' sono ricavabili da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, ipotizzabili in base a quanto indicato nella

	Sabbie ben gradate	Sabbie uniformi
Sabbie a spigoli vivi	$\phi_{cv}' = 38^{\circ}$	$\phi_{cv}' = 34^{\circ}$
Sabbie a spigoli arrotondati	$\phi_{cv}' = 33^{\circ}$	$\phi_{cv}' = 30^{\circ}$

Tabella 5-3 – Valori dell'angolo di resistenza al taglio ϕ_{cv} per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

Nel caso delle sabbie uniformi a spigoli vivi si può assumere $\phi_{cv}' = 34^{\circ}$, nel caso delle ghiaie $\phi_{cv}' = 35^{\circ}$, e infine $\phi_{cv}' = 28^{\circ}$ nel caso di sabbie limose.

In questa sede l'interpretazione delle prove, riportata nei successivi capitoli, verrà effettuata in accordo al metodo di Bolton (1986), assumendo:

$$m = 3.$$

5.2.2.2. Unità prevalentemente sabbiose

Per le unità prevalentemente sabbiose si è scelto di considerare sia Bolton, illustrato in precedenza, sia la correlazione di De Mello in cui:

$$\phi' = 19 - 0,38\sigma + 8,73 \log (N_{60})$$

Valida per sabbie; inattendibile per profondità inferiore ai 2 m da p.c. e per valori di ϕ' superiori a 38° .

5.2.3. Caratteristiche di deformabilità

5.2.3.1. Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

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

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu') \quad (\text{kPa})$$

essendo:

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

ν' = rapporto di Poisson del terreno;

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente dalle prove geofisiche oppure da correlazioni con prove in sito (es: SPT, CPT).

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate, può essere ricavata sulla base alla correlazione proposta da Ohta & Goto (1978) (vedi anche Baldi et al. 1989); in base a tale correlazione vale quanto segue:

$$V_s = C \cdot (N_{\text{SPT}})_{60\%}^{0,171} \cdot (z)^{0,199} \cdot f_A \cdot f_G \quad V_s = (N_{\text{SPT}})_{60\%}^{0,171} \cdot (z)^{0,199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (\text{m/s})$$

essendo:

$C = 67,3$;

z = profondità dal p.c. in metri;

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi la Tabella 5-4);

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la Tabella 5-5).

f_A	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

Tabella 5-4 – Relazione di Ohta e Goto, 1978: Coefficiente f_A (funzione dell'epoca geologica del deposito)

f_G	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
	1,45	1,15	1,14	1,07	1,09

Tabella 5-5 – Relazione di Ohta e Goto, 1978: Coefficiente f_G (funzione della composizione granulometrica del deposito)

5.2.3.2. Moduli elastici "operativi"

Il comportamento dei terreni a grana grossa risulta non lineare; i moduli di deformazione risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti p' sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono:

I moduli elastici iniziali di cui al paragrafo 5.2.3.1.

Curve di decadimento del modulo in funzione del livello di deformazione indotto. Tipiche curve di decadimento del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione γ indotto, tratte da Lo Presti (1989), sono riportate nella Figura 5-3 e Figura 5-4.

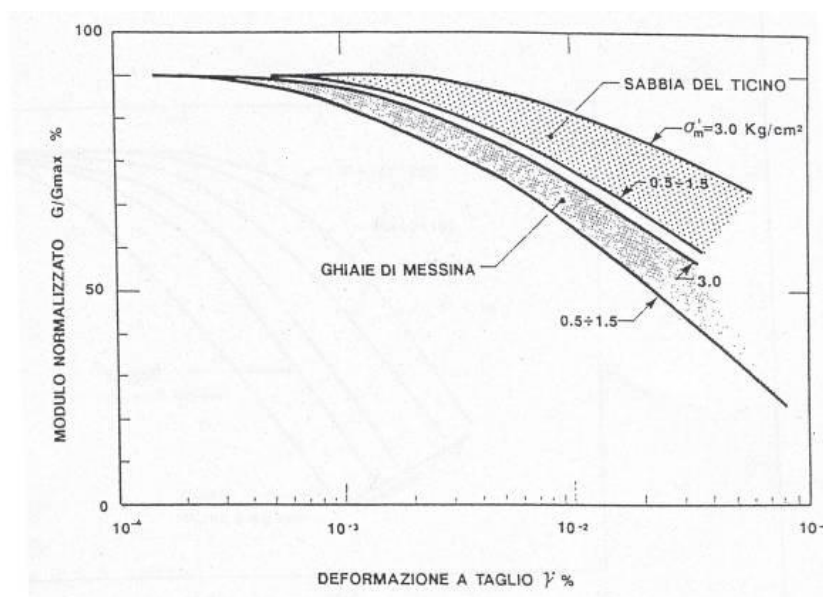


Figura 5-3 – Decadimento del modulo G per terreni incoerenti

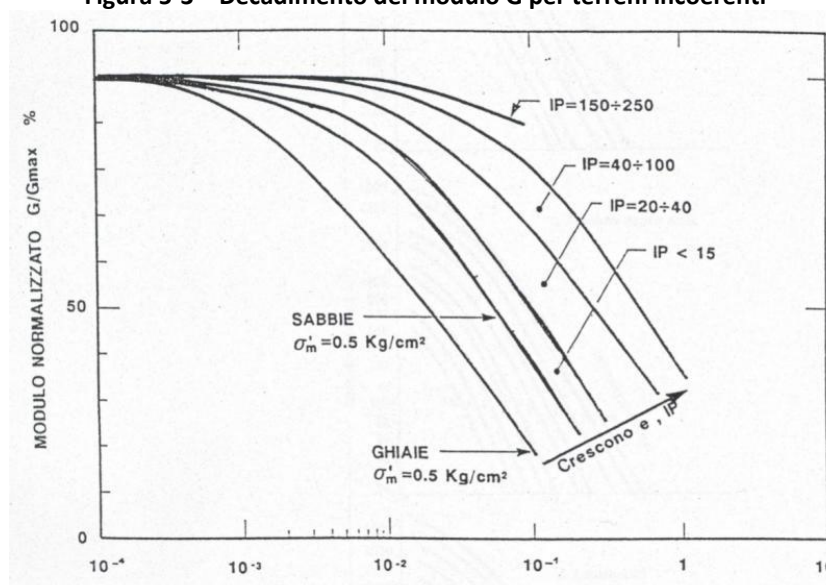


Figura 5-4 – Decadimento del modulo G per vari tipi di terreno

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, per la stima dei moduli “operativi” da associare allo specifico problema al contorno verranno fatte le seguenti assunzioni “convenzionali”:

nell’analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young “operativi” E_{op} sono pari a circa $1/5 \cdot E_0$, ciò in considerazione del fatto che:

gli spostamenti totali e differenziali ammissibili per l’opera sono molto contenuti (i cedimenti ammissibili sono infatti generalmente inferiori a $0.01 \cdot B$, essendo B la dimensione minore della fondazione).

da ciò deriva che, in base alla normativa vigente e alla pratica corrente, tale tipo di opere è caratterizzato infatti da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per capacità portante generalmente superiori a $2.5 \div 3$;

nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young “operativi” E_{op} sono pari a circa $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$ o, in alternativa, pari a quelli desumibili dalle correlazioni empiriche riportate

successivamente; per tali strutture in terra possono essere infatti ammessi cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde e dirette.

5.2.4. Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio; in alternativa o per conferma essi possono essere stimati sulla base dei dati bibliografici riportati in Tabella 5-6 (vedi Sommerville, 1986):

k (m/sec)	Grado di permeabilità	Tipo di terreno
$k > 1 \cdot 10^{-3}$	Alta	Ghiaie
$1 \cdot 10^{-3} > k > 1 \cdot 10^{-5}$	Media	Sabbie ghiaiose e Ghiaie sabbiose
$1 \cdot 10^{-5} > k > 1 \cdot 10^{-7}$	Bassa	Sabbie fini
$1 \cdot 10^{-7} > k > 1 \cdot 10^{-9}$	Molto bassa	Limi e sabbie argillose
$1 \cdot 10^{-9} > k$	Bassissima (impermeabile)	Argille

Tabella 5-6 – Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica

6. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

L'abitato di Edolo, in cui è presente l'area oggetto di studio è caratterizzata da depositi quaternari di conoide. Questi conoidi si trovano allo sbocco delle valli tributarie principali del Fiume Oglio e del Torrente Ogliolo, in cui, per effetto della brusca diminuzione di pendenza, i corsi d'acqua abbandonano il materiale trasportato depositandolo nella la tipica forma a cono. Al loro interno, i materiali più fini tendono a disporsi nella parte inferiore e laterale, mentre i più grossolani si collocano nella parte mediana della conoide e in corrispondenza dell'attuale alveo torrentizio, che incide questi materiali. I conoidi più rappresentativi di quest'area sono rappresentati dalla Conoide della Valle dei Bezzi, della Valle Dosso di Mezzano e l'apparato di deiezione del fiume Oglio. Questi conoidi sono tutti depositi con stato inattivo.

Da segnalare anche la presenza di depositi alluvionali in corrispondenza dei corsi d'acqua, in cui la pendenza dell'alveo diminuisce e la diminuzione di velocità di trasporto dei materiali favorisce l'azione di deposizione degli stessi. Questi depositi sono prevalentemente costituiti da materiali grossolani come ghiaie, ciottoli e blocchi in scarsa matrice sabbiosa e localmente limosa. I depositi alluvionali recenti sono costituiti da ghiaie e sabbie limose in corrispondenza del Fiume Oglio e da limi sabbiosi in corrispondenza del Torrente Ogliolo. Questo è dovuto alla formazione di un lago di sbarramento formatosi a seguito degli eventi di trasporto solido della Valle Rabbia di Sonico.

Entrambi i tipi di deposito sono ascrivibili al Sintema del Po di età Pleistocenica-Olocenica. Quest'unità racchiude tutti i depositi originatisi dopo l'ultimo evento glaciale pleistocenico.

All'interno della carta, in corrispondenza dei rilievi che circondano l'abitato di Edolo, si possono trovare diamicton (till indifferenziato) appartenenti al Sintema di Cantù (età Pleistocene superiore), che comprende i sedimenti deposti nel corso dell'ultima grande avanzata glaciale.

I rilievi nei dintorni di Edolo sono costituiti da rocce di basamento metamorfico, distinte in due unità tettonometamorfiche, di età pre-varisica, come descritto nel §4.1:

- Scisti a grana fine con mica chiara, granato, plagioclasio, quarzo affiorano sui rilievi a nord di Edolo. Queste rocce costituiscono l'UTM dell'Aprica;

- Micascisti con intercalazioni gneissiche e filladiche a granato, biotite, cloritoide e/o staurolite affiorano invece sui rilievi a Sud dell'abitato e fanno parte dell'UTM Forno Allione.

6.1. Descrizione delle unità geotecniche e stratigrafia del progetto

Sulla base dell'interpretazione delle prove in sito sono state individuate le seguenti due unità geotecniche:

unità R: identificata nei primi strati, costituita da materiale eterogeneo, si osserva una certa prevalenza della frazione sabbiosa;

unità GM: riconoscibile più profondità ed è costituita principalmente da ghiaia.

Le profondità sono riferite dal piano campagna e gli spessori possono essere così definiti:

Profondità da ÷ a (m)	unità	Spessore (m)
0 ÷ 3	R	3
3 ÷ 15	GM	12

Tabella 6-1: Stratigrafia di progetto dell'area di studio

La falda di progetto è stata considerata ad una profondità di 14 m dal piano campagna. Questa è l'ultima misura effettuata nel sondaggio S-01 della campagna geognostica 2014, ed è stata assunta data l'assenza di un monitoraggio piezometrico. In fase di progettazione successiva è consigliabile proseguire le misure, per capire l'andamento freatico e se vi sono oscillazioni importanti della falda.

7. ACCELERAZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE

7.1. Premessa

L'azione sismica che governa il rispetto dei diversi Stati Limite per le strutture in progetto (di esercizio – SLE e Ultimi - SLU) è qui definita in accordo alle Norme Tecniche 2018 (NTC2018), a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, espressa 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 include le ordinate dello spettro di risposta elastico di accelerazione $S_e(T)$ corrispondenti a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per la vita utile della struttura.

In sintesi, la forma degli spettri di risposta di progetto è definita dai seguenti parametri:

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

Nei paragrafi seguenti verrà dapprima stabilito il periodo di riferimento per l'azione sismica, in base alla classificazione delle opere in progetto. Successivamente, verranno definiti gli stati limite di interesse per la verifica strutturale, arrivando a definire i periodi di ritorno corrispondenti dell'azione sismica da considerare, determinata a sua volta per condizioni di suolo rigido ed a livello del piano campagna in corrispondenza di alcuni punti di interesse.

L'inquadramento sismo-tettonico, sismologico dell'area sono oggetto della relazione geologica. Sempre oggetto della relazione geologica è la definizione della categoria di suolo e topografica di

riferimento e della magnitudo sempre di riferimento per la verifica a liquefazione e la verifica di liquefazione stessa.

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

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

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

Nel caso in esame, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è stato assunto in sede progettuale:

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

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

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

Nel caso in esame si assume:

$$\text{Classe d'uso III } (C_U = 1.5)$$

Pertanto, nel caso in esame, l'azione sismica di verifica viene associata ad un periodo di riferimento V_R pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.5 = 75 \text{ anni}$$

7.3. Stati limite e relative probabilità di superamento

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

Stato Limite Ultimo (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.

Stato limite di Esercizio (SLE):

- Stato Limite di immediata Operatività SLO per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico.
- Stato Limite di Danno SLD definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

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

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

I valori di periodo di ritorno dell'azione sismica, per i diversi Stati Limite e classi d'uso delle strutture sono riportati in Tabella 7-1

Stato limite	T_R (anni)
SLO	45
SLD	75
SLV	712
SLC	1462

Tabella 7-1: Periodi di ritorno per l'azione sismica di progetto, per i diversi stati limite.

7.4. Accelerazione di riferimento su suolo rigido

In allegato alle NTC2008, i valori a_g , F_0 e T_c^* sono forniti per ognuno dei 10751 nodi di un reticolo di riferimento che copre il territorio nazionale. I valori corrispondenti a punti intermedi ai nodi di griglia si ottengono per interpolazione sui quattro punti adiacenti.

Per definire i valori della pericolosità sismica di base, è stato scelto il punto di ubicazione dell'opera avente le coordinate geografiche riportate in Tabella 7-2, ove viene riportato l'identificativo del nodo 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).

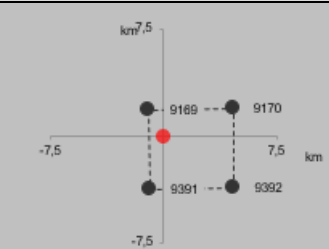
Longitudine	Latitudine	Localizzazione punto di griglia
10.330389	46.177847	

Tabella 7-2: Nodo del reticolo di riferimento. Elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v.1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009.

7.5. Risposta sismica locale

Per i fini del presente studio, gli effetti di amplificazione stratigrafica e topografica sono stati valutati sulla base delle indicazioni delle NTC2018, le quali definiscono un fattore di sito S di amplificazione sismica come funzione sia della categoria di sottosuolo (S_s), sia dell'andamento della superficie topografica (attraverso il coefficiente S_T):

$$S = S_s \cdot S_T$$

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

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

dove:

h_i = spessore dell' i -esimo strato;

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

N = numero di strati.

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

Sulla base dell'interpretazione della prova geofisica svolta nell'area di studio, come indicato nella Relazione geologica per l'area di studio si suggerisce una **Categoria di sottosuolo C** corrispondente a *"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."*, il cui coefficiente di sottosuolo S_s è così ottenuto:

$$S_s = 1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1.50$$

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, sempre sulla base delle informazioni fornite nella Relazione Geologica, l'area oggetto di studio si trova all'interno di un sito sostanzialmente pianeggiante e viene classificato in categoria topografica T1 (Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$, v. Tabella 3.2.III al par.3.2.2. delle NTC2018). Pertanto, il fattore di amplificazione topografica risulta pari a:

$$S_T = 1$$

Il fattore di sito S e l'azione sismica di progetto $a_{max} = S \cdot a_g$ ottenuti per i diversi periodi di ritorno e tipologia di opere sono riportati in Tabella 7-3:

SL	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)	S_s	a_{max} (g)
SLO	45	0.029	2.603	0.196	1.5	0.043
SLD	75	0.035	2.639	0.215	1.5	0.051
SLV	712	0.066	2.773	0.302	1.5	0.099
SLC	1462	0.080	2.825	0.320	1.5	0.117

Tabella 7-3: Valori di a_g e dei coefficienti di sito S e dell'accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento ($V_R = 75$ anni).

8. CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

8.1. Unità R

L'unità geotecnica si presenta nella casetta catalogatrice dei sondaggi eseguiti nel 2024 come mostrato in figura.



Figura 8-1 – Sondaggio S-01, profondità da 0 m a 3 m – Unità R.

Quest'unità è stata descritta, nella scheda stratigrafica, come un limo argilloso con ghiaia spigolosa di colore marrone scuro. Ma dalle analisi in laboratorio è emerso che si tratta di un materiale eterogeneo, tipico di un terreno di riporto. Data la sua natura estremamente variabile all'interno dello stesso strato si trovano sabbia con ghiaia e limo e limo con sabbia argillosa. Cautelativamente è stato caratterizzato come materiale incoerente, poiché la componente preponderante è la frazione sabbiosa.

8.1.1. Proprietà fisiche da SPT

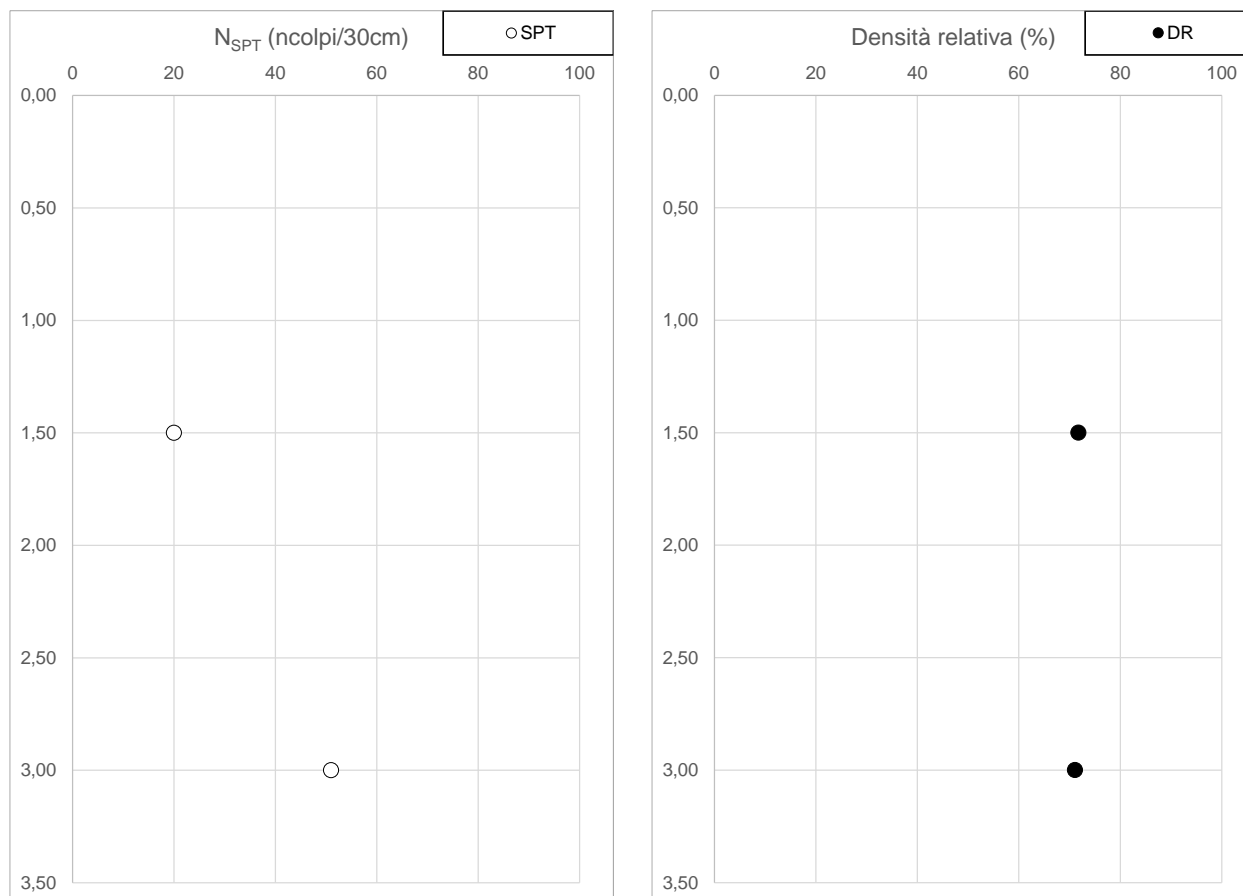


Figura 8-2 – Nspt e Densità relativa da prove Nspt eseguite – Unità R.

8.1.2. Caratteristiche fisiche da prove di laboratorio

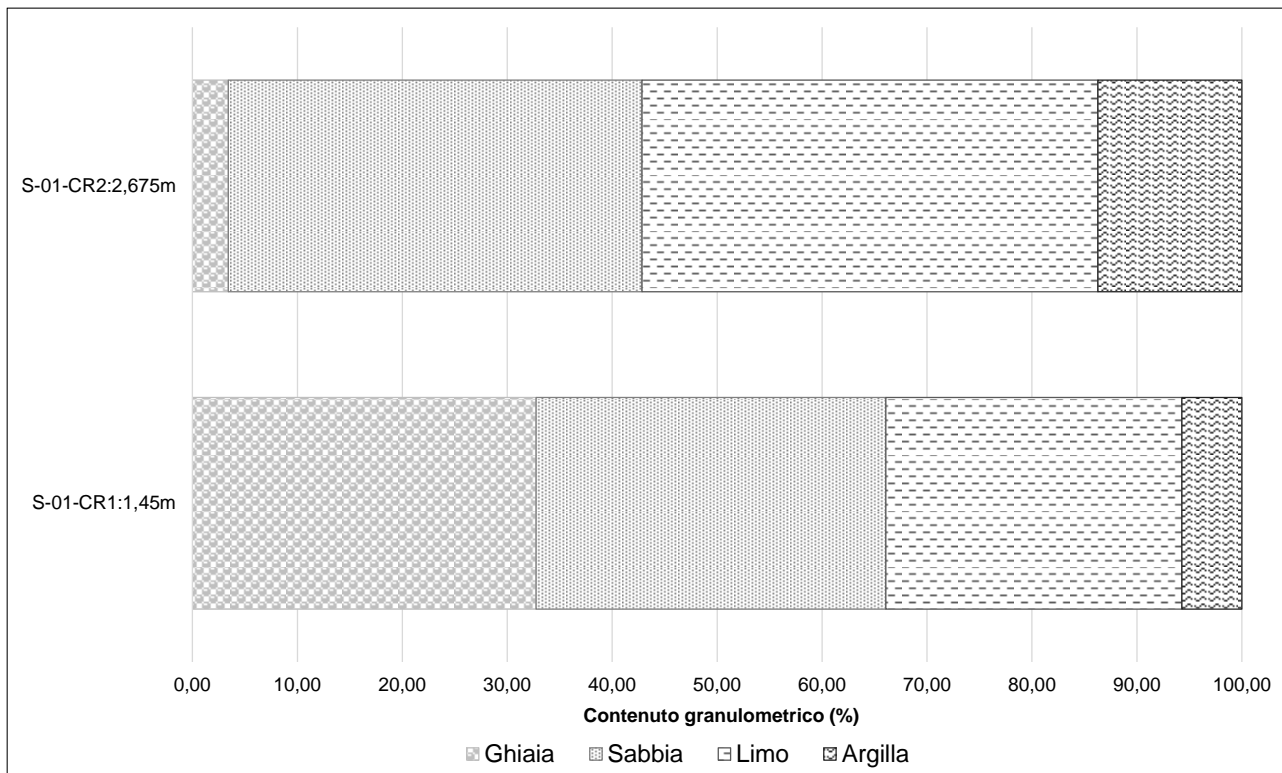


Figura 8-3 – Contenuto granulometrico – Unità R.

8.1.3. Proprietà meccaniche di resistenza da prove in foro SPT

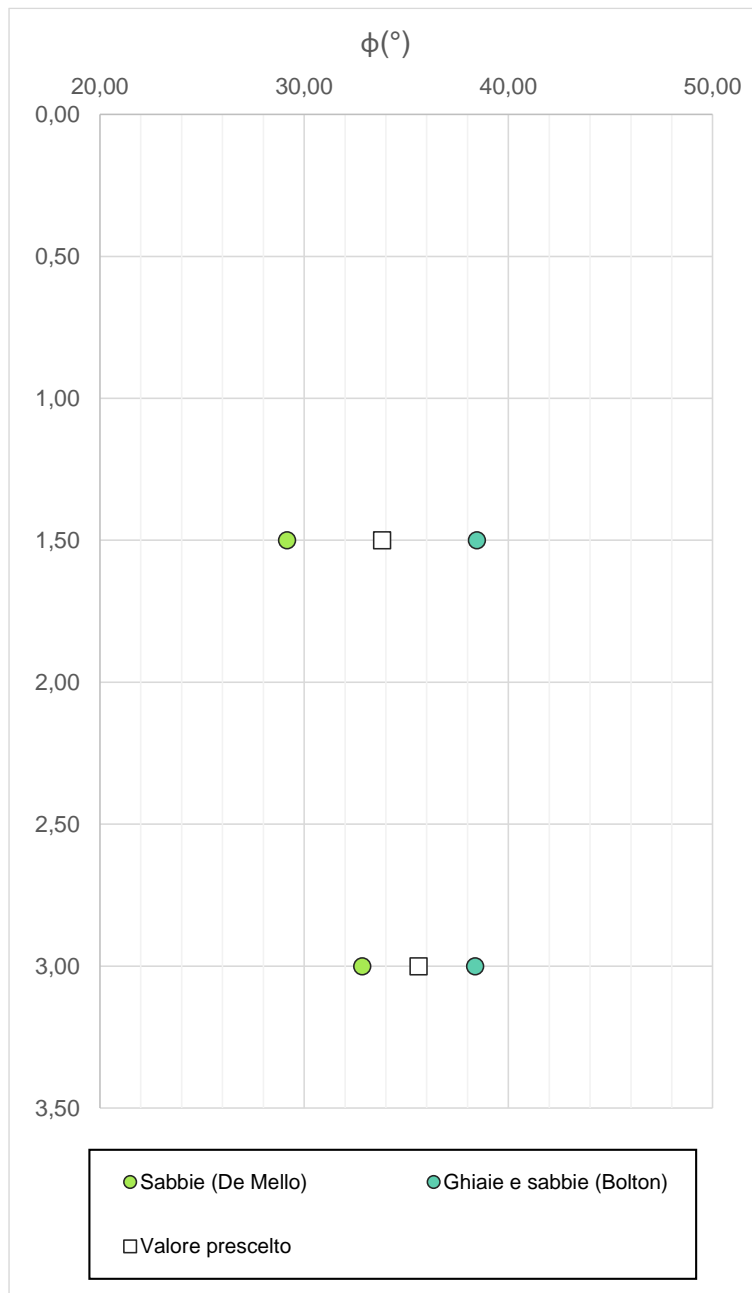


Figura 8-4 – Angolo d'attrito da prove SPT – Unità R.

8.1.4. Proprietà meccaniche di deformabilità da prove in foro SPT

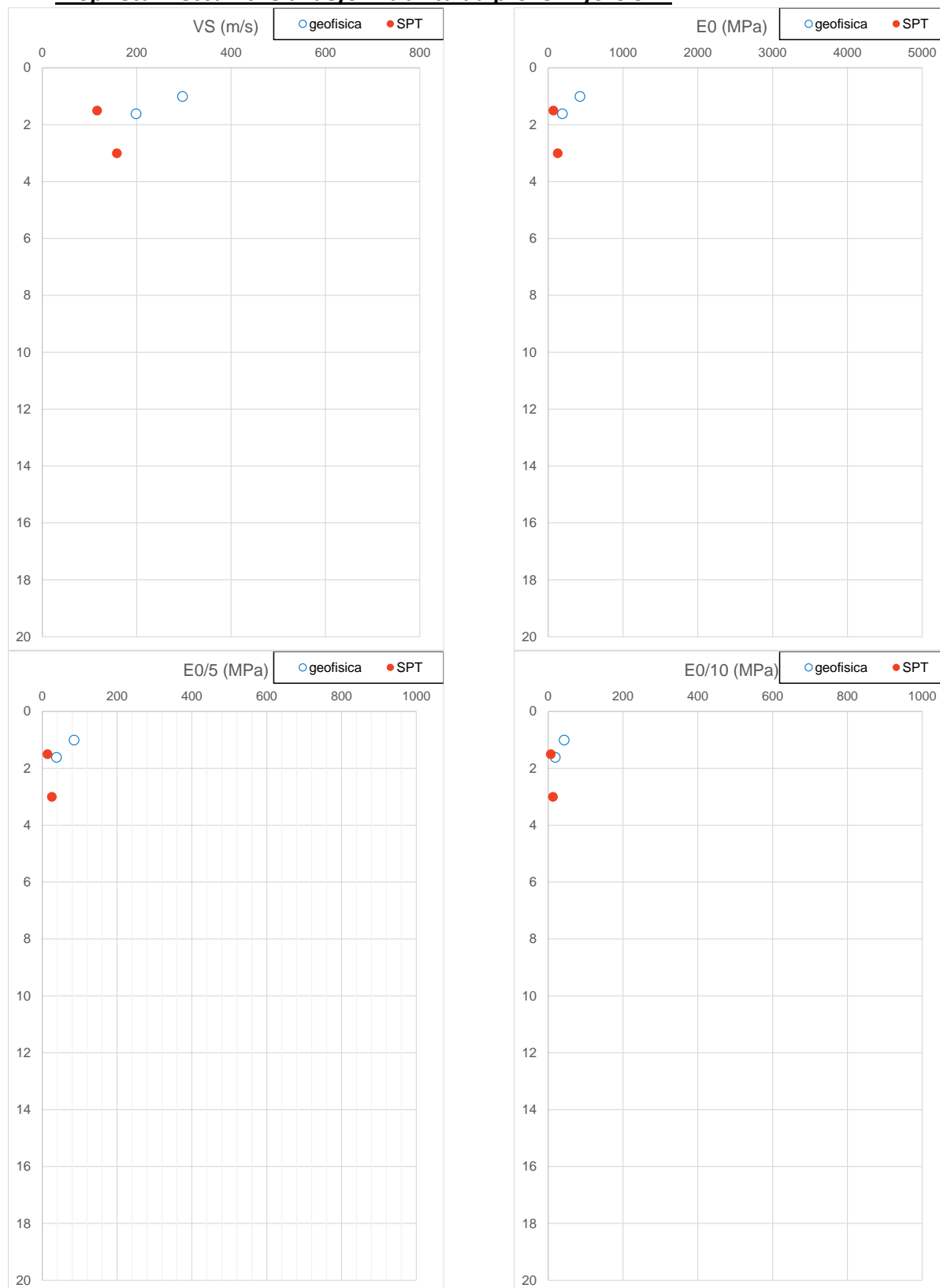


Figura 8-5 – Velocità delle onde di taglio, modulo elastico a piccole deformazioni e modulo elastico operativo E0/5 ed E0/10 da prove SPT – Unità R – confronto con prove MASW.

8.2. Unità GM

L'unità geotecnica si presenta nella casetta catalogatrice dei sondaggi eseguiti nel 2024 come mostrato in figura.



Figura 8-6 – Sondaggio S-01, profondità da 5 m a 8 m – Unità GM.

Quest'unità è stata descritta nelle schede stratigrafiche come ghiaie poligeniche con ciottoli e blocchi in matrice sabbioso limosa, di colore da marrone chiaro a marrone scuro, molto addensate. Clasti da spigolosi a subspigolosi. Questo tipo di materiale può essere associabile con il deposito di conoide.

8.2.1. Proprietà fisiche da SPT

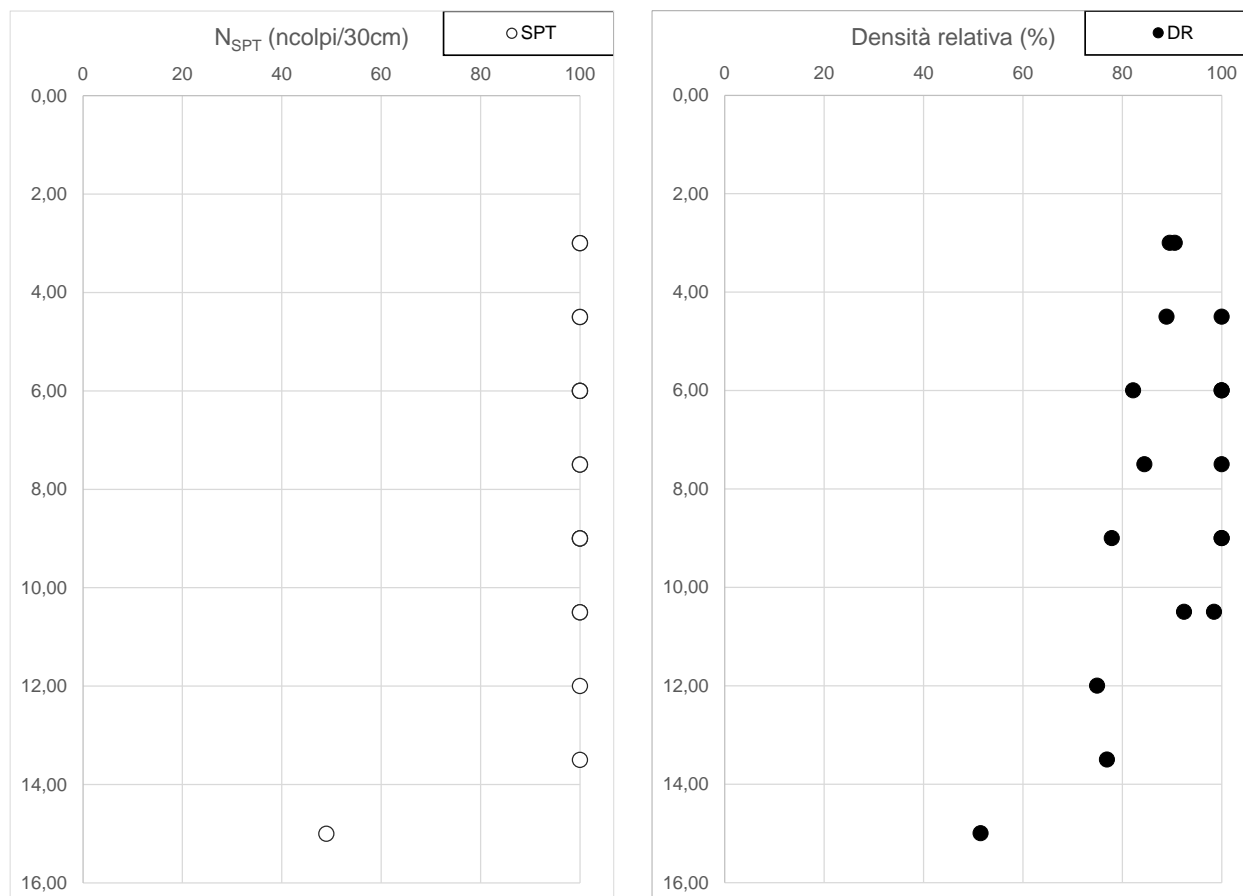


Figura 8-7 – Nspt e Densità relativa da prove Nspt eseguite – Unità GM.

8.2.2. Caratteristiche fisiche da prove di laboratorio

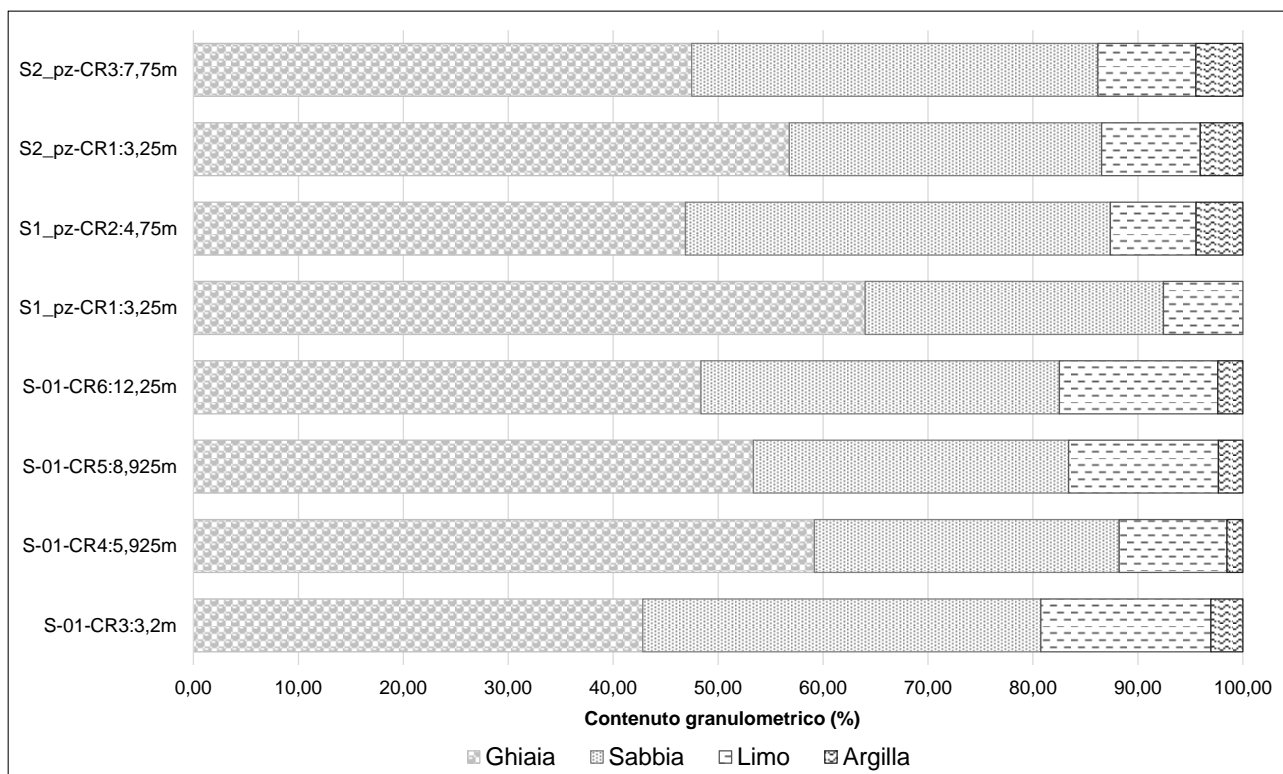


Figura 8-8 – Contenuto granulometrico – Unità GM.

8.2.3. Proprietà meccaniche di resistenza da prove in foro SPT

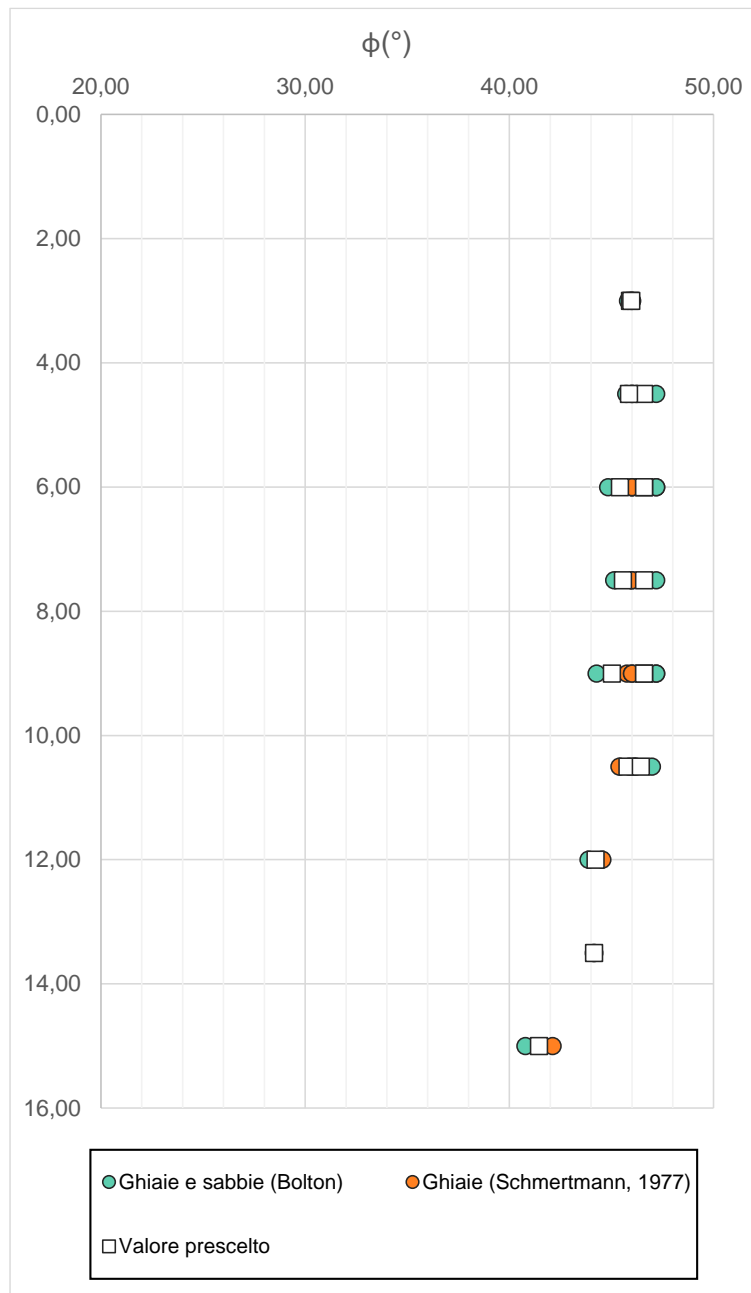


Figura 8-9 – Angolo d'attrito da prove SPT – Unità GM.

8.2.4. Proprietà meccaniche di deformabilità da prove in foro SPT

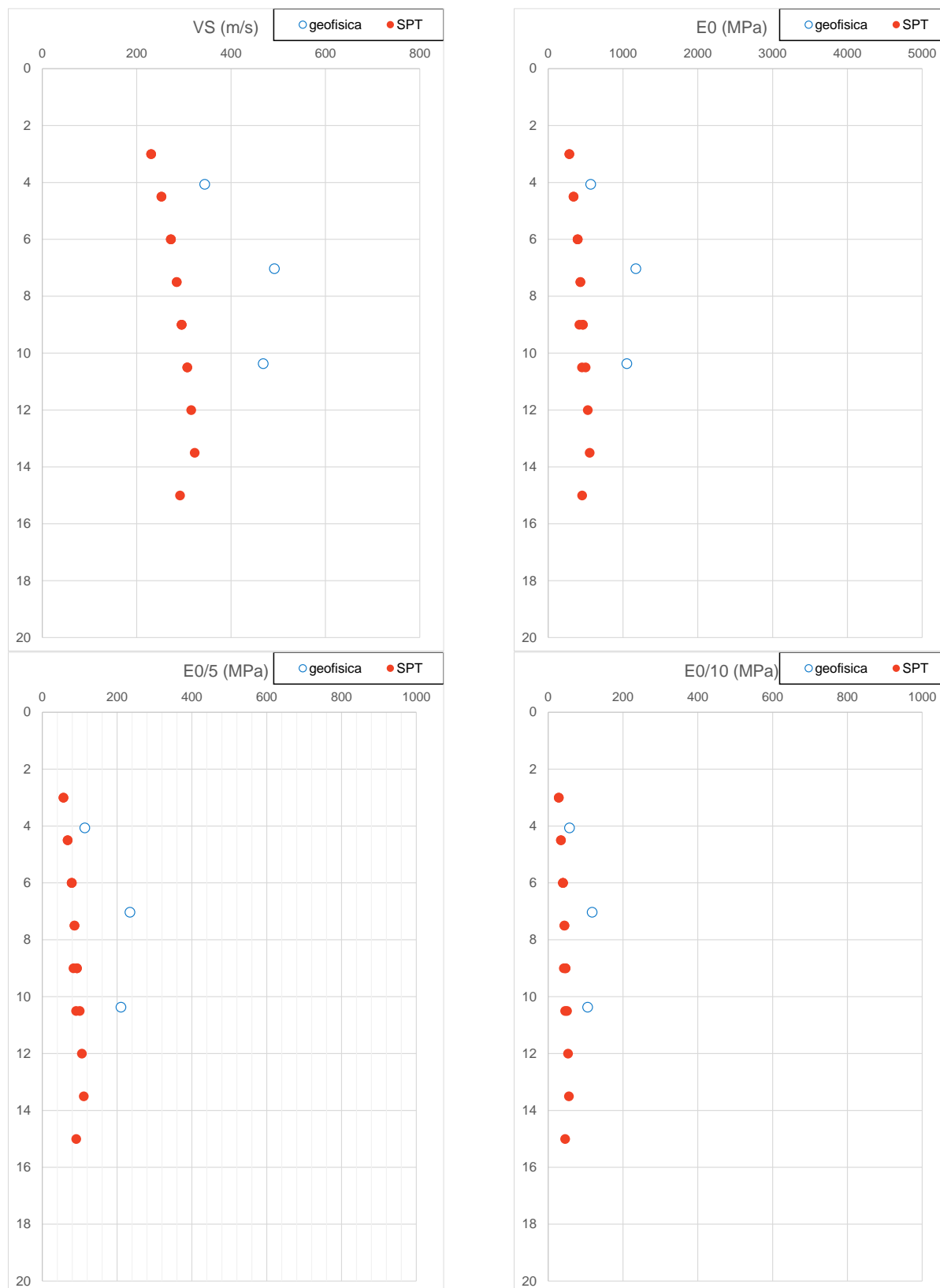


Figura 8-10 – Velocità delle onde di taglio, modulo elastico a piccole deformazioni e modulo elastico operativo E0/5 ed E0/10 da prove SPT – Unità GM – confronto con prove MASW.

8.2.5. Coefficienti di permeabilità

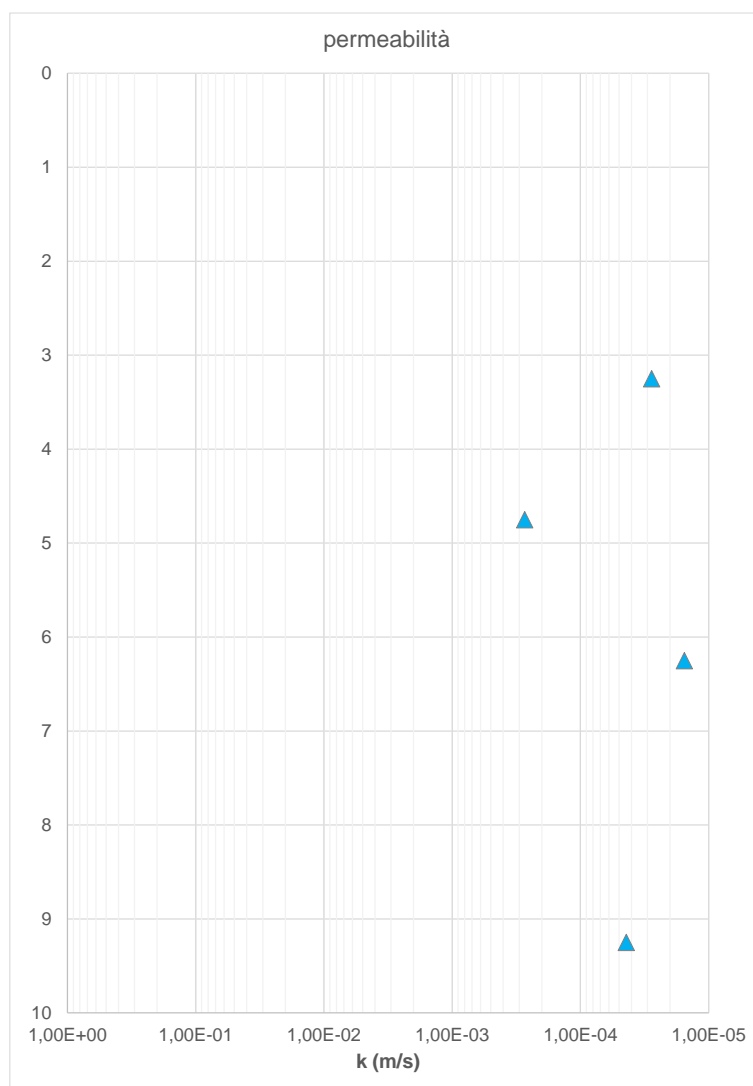


Figura 8-11 – Coefficienti di permeabilità da prove Lefranc – Unità GM.

8.3. Sintesi dei parametri geotecnici

Sulla base di quanto illustrato nel precedente paragrafo i parametri caratteristici fisici e meccanici assunti per le unità geotecniche individuate, valgono le seguenti considerazioni:

- l'intervallo rappresentativo dell'angolo d'attrito dell'unità GM è stato cautelativamente abbassato;
- l'intervallo rappresentativo dell'angolo d'attrito dell'unità R è stato valutato secondo la correlazione di De Mello perché più cautelativa;
- i parametri di deformabilità sono stati valutati tenendo conto dei valori ottenuti da correlazioni di prove SPT, perché risultati più cautelativi rispetto ai valori misurati con la prova sismica in foro.

unità	N _{SPT} (colpi/30 cm)	D _R (%)	γ (kN/m ³)	C _U (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	σ_{ci} (MPa)	RQD (%)	GSI (-)
R	20÷50	70÷75	18÷19	-	-	29÷33 [31]	-	-	-
GM	> 45	80÷100	20	-	-	38÷42 [40]	-	-	-

Legenda:

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica da prova SPT;

γ_n = peso di volume naturale;

D_R = densità relativa;

C_U = valore della coesione non drenata;

c' = valore della coesione efficace;

ϕ' = valore dell'angolo di resistenza al taglio;

σ_{ci} = resistenza a compressione monoassiale;

RQD = Rock Quality Designation;

GSI = Geological Strength Index (Cai et al., 2004).

- = parametri non disponibili o non rilevanti

* = da caratterizzazione generale

[] = valore medio o di riferimento

Tabella 8-1 – Parametri di resistenza.

unità	V _s	G ₀	E ₀	E _{op_E0/5}	E _{op_E0/10}	E _{RM}	k
	(m/s)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
R	115÷157 [136]	26÷48 [37]	67÷125 [100]	13÷25 [20]	7÷13 [10]	-	
GM	252÷307 [282]	129÷172 [155]	337÷449 [405]	67÷89 [80]	34÷45 [40]	-	da 3m a 11m
	291÷322 [309]	173÷212 [196]	451÷552 [510]	90÷110 [100]	45÷55 [51]		da 11m a 16m
Legenda: V _s = velocità delle onde S; G ₀ = modulo di taglio a piccole deformazioni; E ₀ = modulo di Young a piccole deformazioni; E _{op_E0/5} = modulo di Young corrispondente per fondazioni superficiali a un rapporto tra carico trasmesso al terreno e carico ultimo q/qult = 0.45. Tale modulo può essere adottato anche per il calcolo di opere di sostegno; E _{op_E0/10} = modulo di Young corrispondente per fondazioni flessibili, rilevati e cedimenti; E _{RM} = modulo di Young dell'ammasso roccioso; k = permeabilità; - = parametri non disponibili o non rilevanti * = da caratterizzazione generale							

Tabella 8-2 – Parametri di deformabilità e di permeabilità.