

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE

LINEA A.V. /A.C. MILANO - VERONA

NODO DI BRESCIA

POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA

GEOTECNICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

SCALA:

-

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

I N O Y 1 0 F 1 0 G E G E 0 0 0 6 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	G.Scasserra <i>G. Scasserra</i>	Ott 2020	G.Scasserra <i>G. Scasserra</i>	Ott 2020	L.Barchi <i>L. Barchi</i>	Ott 2020	L. Berardi Ott 2020


File: IN0Y10F10GEGE0006001A

n. Elab.: 1

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 GE	GE 000 6 001	A	2 DI 35

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1	Normativa e standard di riferimento	5
2.2	Documentazione di progetto	5
2.3	Bibliografia	5
3	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI	7
4	CAMPAGNE DI INDAGINE	8
5	CONDIZIONI DI FALDA	9
6	QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO	10
6.1	Modello geologico locale	10
6.2	UNITà GEOTECNICHE	10
7	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	11
7.1	Terreni a grana grossa	11
7.1.1	Stato iniziale del deposito: Densità Relativa da SPT	12
7.1.2	Angolo di resistenza al taglio	12
7.1.3	Caratteristiche di deformabilità	13
7.1.4	Coefficienti di permeabilità	15
7.2	Terreni a grana fina	16
7.2.1	Stato tensionale iniziale	16
7.2.2	Resistenza al taglio in condizioni non drenate	16
7.2.3	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci	16
7.2.4	Caratteristiche di deformabilità	17
7.2.5	Coefficienti di permeabilità	18
8	CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE	19
8.1.1	Caratteristiche fisiche e parametri di stato	20
8.1.2	Caratteristiche di Resistenza	22
8.1.3	Caratteristiche di deformabilità	23
8.1.4	Permeabilità	25
8.2	Sintesi dei parametri geotecnici e dei livelli di falda di progetto	26
9	ACCELERAZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE	27
9.1	Premessa	27
9.2	Vita Nominale, Classe d'Uso, Periodo di Riferimento per l'Azione Sismica	27
9.3	Stati limite e relative probabilità di superamento	29

9.4 Accelerazione di Riferimento su Suolo Rigido	30
9.5 Risposta Sismica Locale	31
10 STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	32
10.1 Generalità	32
10.2 Condizioni di Esclusione da Verifica a Liquefazione	33

	LINEA A.V./A.C.MILANO–VERONA					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE          POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 GE	GE 000 6 001	A	4 DI 35

## 1 PREMESSA


Il presente documento costituisce Relazione Geotecnica Generale allegata al Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica di seconda fase del Potenziamento Infrastrutturale dello Scalo di Brescia, che riguarda la realizzazione del nuovo PRG di scalo per adeguarlo alle nuove esigenze di traffico merci e di un'asta di manovra da 750 m lato Milano, che permetterà l'instradamento dei treni verso Verona.

L'attivazione della tratta AV/AC Milano – Brescia del 2016 ha consentito di liberare la capacità sulla linea storica Milano-Venezia anche per traffici merci da/per Milano. L'incremento di traffico futuro sull'asse ferroviario Torino-Venezia, richiede, tra gli altri, l'intervento di potenziamento dello Scalo di Brescia.

In tale scenario si inserisce il progetto in parola che deve compatibilizzare l'impianto attuale di Brescia (attivazione di fase 4) con le esigenze di TerAlp e gli interventi nel loro ambito. L'opera relativa al Potenziamento Infrastrutturale dello Scalo di Brescia è suddivisa in due interventi:

- Realizzazione dell'asta di manovra di 750 metri lato Milano, sviluppato con PFTE di prima e seconda fase
- Nuovo PRG dello scalo di Brescia, sviluppato con PFTE di seconda fase, in aree ferroviarie

Il presente documento si riferisce allo Studio di Fattibilità Tecnico ed Economica di seconda fase che comprende sia lo sviluppo del nuovo PRG di scalo, da realizzare in aree ferroviarie, che il prolungamento dell'asta da 750 metri, da sviluppare in aree non di proprietà delle ferrovie.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA A.V./A.C.MILANO–VERONA					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE          POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 GE	GE 000 6 001	A	5 DI 35

## 2 NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

1. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018)
2. DM 6/5/2008 – Integrazione al D.M. 14-01-2008 di approvazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni;
3. RFI DTC SI MA IFS 001 A – Manuale di progettazione delle opere civili


### 2.2 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

4. ITALFERR - PE (2012): Campagna indagini relativa a “Ingresso urbano dell’interconnessione Brescia Ovest tratta AC Milano – Verona, Linea AV/AC Milano – Venezia”;
5. ITALFERR – PE (2019): Indagini per “Demolizione del fabbricato Posto di Movimento 1, completamento bonifica e interventi di realizzazione della sede ferroviaria del Posto di Manutenzione all’interno dello scalo ferroviario di Brescia”.
6. ITALFERR PFTE (2020): “Sistema di Trasporto rapido di massa di superficie nel Comune di Brescia – Nuova Linea Tranviaria Pendolina – Fiera (T2). Linea t2 – Lotto Sud – Binario Pari”. Relazione Geotecnica (IN0001R10GEOC0000001A);
7. ITALFERR – PFTE: “LINEA Av/AC MILANO-BRESCIA. POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA”. Carta geologica e Profili Geologici (IN0Y00F69G5GE0001001A - IN0Y00F69FZGE0001001A - IN0Y00F69FZGE0001002A );
8. ITALFERR – PFTE: “LINEA Av/AC MILANO-BRESCIA. POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA”. Profilo Geotecnico (IN0Y10F10F6GE0006001A).

### 2.3 BIBLIOGRAFIA

9. Clayton C.R.I. (1995) “The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use” CIRIA Report n° 143, 1995.
10. 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.
11. Koutsoftas D.C. and Ladd C.C. (1985) Design strength of an offshore clay. JGED, ASCE, 3,337–355.

12. Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
13. Schmertmann J.H. 1977. Interpreting the Dynamics of the Standard Penetration Test. Univ. Of Florida, Gainesville (USA)
14. 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.
15. H. B. Seed, and I. M. Idriss, "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis," Report EERC 70-10, University of California, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, 1970.
16. Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.
17. Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
18. Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.
19. Vucetic M., Dobry R. (1991). Effects of the soil plasticity on cyclic response. Journal of Geotech. Eng. Div. ASCE. Vol. 117.

	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE          POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 GE	GE 000 6 001	A	7 DI 35

### 3 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

#### **ASTA DI FASE 1 L=350M**

L'asta da 350m è caratterizzata dalla presenza di due binari affiancati (interasse 4,80m) che per larga parte insistono sul sedime esistente dell'asta esistente, tranne che per la parte terminale lato Milano in cui l'asta subisce un allungamento di circa 70/75 metri. I due binari vengono comunque interamente sostituiti e dotati di una nuova geometria plano-altimetrica caratterizzata da un'unica curva planimetrica di raggio 940m e da un andamento altimetrico contraddistinto da due livellette, la prima con pendenza pari al 4,68‰ proveniente dalla zona dello scalo e la seconda con pendenza pari all'1,2‰, raccordate con un raggio pari a 3500m

#### **ASTA DI FASE 2 L=750M**

L'asta da 750m è caratterizzata dalla presenza di un binario che si dirama dall'asta di fase 1 L=350m per svilupparsi verso sud-ovest in affiancamento al fiume Mella.

Il binario presenta uno sviluppo complessivo di circa 860m ed è caratterizzato da un andamento planimetrico contraddistinto da tre curve di raggio 375, 250 e 275 metri rispettivamente e da un andamento altimetrico contraddistinto da due livellette, la prima con pendenza pari al 4,68‰ proveniente dalla zona dello scalo e la seconda con pendenza nulla, raccordate con un raggio pari a 2500m. Lungo il tracciato sono presenti alcuni tratti tra muri.

#### **BINARIO 17 E SCALO**

Il binario 17 è l'asse preso a riferimento per lo studio dello scalo ed è infatti il binario che di fatto attraversa l'intera zona partendo dalla p.s. del deviatoio S60U/400/0.094DX ubicato sul binario dispari della linea AV/AC e terminando dopo uno sviluppo pari a circa 1266m, in corrispondenza del respingente terminale posto all'estremità dello scalo lato Brescia.

Il binario è caratterizzato da un primo tratto progettato a velocità 60 km/h in modo da velocizzare le manovre di ingresso/uscita dallo scalo da e verso la linea AV/AC e un tratto terminale lato Brescia, già all'interno del fascio di scalo vero e proprio, in cui la velocità di progetto è pari a 30 km/h. Per tale motivo la prima curva di raggio 375m è dotata di apposita sopraelevazione e raccordi di transizione, mentre le successive, di raggio 49943.40, 309.20, 200 e infine ancora 200 metri, non prevedono tali dotazioni.

	LINEA A.V./A.C.MILANO–VERONA					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE          POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 GE	GE 000 6 001	A	8 DI 35

L'andamento planimetrico del binario è contraddistinto da cinque livellette, con pendenze tra l'orizzontale e il valore massimo del 4.68‰ che caratterizza la zona di ingresso allo scalo lato Milano, raccordate con raggi da un minimo di 5000 ad un massimo di 15000m.

### **INTERVENTO DI RETTIFICA LINEA AV/AC**

L'intervento di modifica della linea AV/AC si limita ad un tratto ubicato poco prima del passaggio della stessa al di sotto della Tangenziale Ovest di Brescia, in cui, per la necessità di inserire in fase 2 (quindi propedeuticamente alla realizzazione dell'asta da 750 m) sul binario pari un deviatoio di collegamento ad alcuni binari dello scalo, è stato necessario prevedere la modifica di una curva circolare con i relativi raccordi transizione, in modo da far sì che il binario stesso si trovi in rettilineo nella zona di posizionamento del nuovo deviatoio.

## **4 CAMPAGNE DI INDAGINE**

I dati geotecnici a supporto del presente studio derivano dalle risultanze delle campagne di indagine già citate nella Relazione Geologica e riferite ai documenti è [3], [4] e [5]. Si tratta di tre campagne eseguita da Italferr nel 2012, 2018 e 2019 rispettivamente riferite ai seguenti progetti:

- Ingresso urbano dell'interconnessione Brescia Ovest tratta AC Milano – Verona, Linea AV/AC Milano – Venezia;
- “Sistema di Trasporto rapido di massa di superficie nel Comune di Brescia – Nuova Linea Tranviaria Pendolina – Fiera (T2). Linea t2 – Lotto Sud – Binario Pari”. Relazione Geotecnica (IN0001R10GEOC0000001A);
- “Demolizione del fabbricato Posto di Movimento 1, completamento bonifica e interventi di realizzazione della sede ferroviaria del Posto di Manutenzione all'interno dello scalo ferroviario di Brescia”.

Con riferimento ai profili geotecnici (doc. [8]) per la ricostruzione grafica, In Tabella 4-1: Quadro schematico delle indagini geognostiche sono riassunti i dati di tutti i sondaggi disponibili, con l'indicazione del periodo di esecuzione, della profondità e della quota, nonché di campioni prelevati, prove in foro e strumentazione installata.

Sono inoltre stati raccolti e analizzati:



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE          POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 GE	GE 000 6 001	A	9 DI 35

- Le indagini geofisiche relative alla campagna di indagini del 2012 (MASW4 e MASW5) e a quella del 2019 (MASW1);
- 4 prove penetrometriche dinamiche di tipo DPSH eseguite durante la citata campagna del 2012, i codici delle quali sono DPSH12, DPSH12bis, DPSH13 e DPSH23. Le penetrometriche hanno tutte raggiunto la profondità di 30 m, ad eccezione della DPSH23 che si è arrestata a 15 m


Tabella 4-1: Quadro schematico delle indagini geognostiche

ID	Anno	Tipo di prova	Prof. [m]	Quota [m s.l.m.]	Campioni prelevati	Prove S.P.T.	Prove Permeabilità	Strumentazione installata
S1	2019	Sondaggio a carotaggio	30	132.66	7 riman.	12	1	-
S2	2019	Sondaggio a carotaggio	30	133.19	6 riman.	9	1	-
S2Tram	2018	Sondaggio a carotaggio	30	129.40	-	5	2	Piez. Norton 3"
SI6	2012	Sondaggio a carotaggio	30	131	-	9	-	Piez. Norton 3"

## 5 CONDIZIONI DI FALDA

Per quanto concerne i livelli di falda, facendo riferimento a quanto indicato nella Relazione Geologica e Idrogeologica (doc [7]) "è possibile osservare come le linee isofreatiche mostrino la quota della falda tra i 115 e i 116 m s.l.m., mentre la lettura della falda eseguita a sondaggio finito, mostra un valore di soggiacenza di 12,45 m (sondaggio S1) e di 15,20 (sondaggio S2), ponendo quindi la quota della falda tra 120,21 m s.l.m. e 117,99 m s.l.m".

Il profilo geotecnico (doc [9]) è stato impostato sulla base della lettura del sondaggio S2, quindi con falda a circa 118 m s.l.m. Comunque, anche nel caso più cautelativo, la falda non risulta interferire con le opere in progetto.

	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE          POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 GE	GE 000 6 001	A	10 DI 35

## 6 QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

### 6.1 MODELLO GEOLOGICO LOCALE

Dal punto di vista geologico il territorio in cui si sviluppa il tracciato in progetto si limita alla presenza dei depositi quaternari, differenziati come segue (vedi Profili Geologici, rif.[7]):

- *Alluvioni attuali o recenti (aa)*: costituiti generalmente da ghiaie e sabbie, anche se sono stati talvolta intercettati livelli più argilloso-limosi;
- *Alluvionali fluvioglaciali e fluviali (fg)*: si tratta di depositi alluvionali più antichi costituite da depositi ghiaiosi, sabbiosi e limosi.


### 6.2 UNITÀ GEOTECNICHE

Sulla scorta delle descrizioni stratigrafiche dei sondaggi della campagna 2019 e delle precedenti campagne di indagini disponibili, si è evidenziata la presenza di depositi alluvionali (**aa**) e depositi fluvioglaciali (**fg**), tutte prevalentemente a grana grossa, ad eccezione di alcune tratte in cui sia gli uni che gli altri presentano una predominanza di terreni argilloso-limosi; per quanto detto, si è deciso differenziare la caratterizzazione delle due unità in in due sub-unità: **aa-G(S)**, **aa-A(L)** e **fg-S(L)**, **fg-A(L)** rispettivamente riferite alla parte con maggiore presenza ghiaioso-sabbiosa ed a quella con argilla-limosa, pe entrambe.

Si noti che per **fg**, la dub unità con prevalenza a grana grossa è stata cautelativamente caratterizzata considerandola più sabbiosa che ghiaiosa (**fg-S(L)**).

Riassumendo, sono stati definite le seguenti unità geotecniche:

- **aa**: depositi alluvionali differenziati in:
  - **aa-G(S)** a presenza predominante ghiaioso-sabbiosa – grana grossa;
  - **aa-A(L)** a presenza predominante argilloso-limosa – grana fina;
- **fg**: depositi fluvio-glaciali differenziati in:
  - **fg-S(L)** a presenza predominante sabbiosa – grana grossa;
  - **fg-A(L)** a presenza predominante argilloso-limosa – grana fina.

	LINEA A.V./A.C.MILANO–VERONA					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE          POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 GE	GE 000 6 001	A	11 DI 35

In assenza di specifiche prove di laboratorio disponibili, per la caratterizzazione meccanica dei terreni si è fatto ricorso alle correlazioni con prove in sito fornite dalla letteratura e richiamate nel paragrafo successivo.

La individuazione definitiva dei valori dei parametri geotecnici è stata effettuata tenendo inoltre conto di quanto già determinato per le stesse formazioni nell'ambito studi geologici e geotecnici connessi a progetti già citati della Metropolitana Leggera Automatica di Brescia (2003) e dell'interconnessione di Brescia Ovest – linea AV Milano-Verona (2006) e Brescia Tramvia (2020).

Oltre alle precedenti unità è stata considerata la presenza del rilevato ferroviario esistente (**R**) per i parametri geotecnici del quale sono stati assunti valori più cautelativi rispetto a quelli indicati dal Manuale di Progettazione per rilevati ferroviari di nuova costruzione.

## 7 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, di seguito descritti, tengono conto del fatto che non sono disponibili prove di laboratorio, per cui si farà essenzialmente riferimento alla interpretazione delle prove in sito.

Dal punto di vista dei criteri di caratterizzazione geotecnica si distinguono due tipologie di materiale:

- materiali a grana fina;
- materiali a grana grossa.

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 indicazioni riportate nei documenti geologici di progetto (doc.[7]), come già discusso nel precedente capitolo.

### 7.1 TERRENI A GRANA GROSSA

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.

### 7.1.1 Stato iniziale del deposito: Densità Relativa da SPT

In accordo a quanto indicato in Skempton (1986) la densità relativa  $D_r$  può essere correlata al valore  $N_{SPT}$  con la seguente legge:

$$D_r = \left( \frac{1}{A + B \cdot \sigma_{vo}'} \cdot N_{SPT} \right)^{0.5}$$

essendo:

- A, B = costanti empiriche indicate in Tabella 7-1;
- $\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota di esecuzione della prova SPT
- $N_{SPT}$  = numero di colpi per 30 cm di infissione
- $D_r$  = densità relativa (-)

Tabella 7-1: Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)


Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27,5	27,5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43,3	21,7

In questa sede sono stati utilizzati i valori relative alle sabbie grosse, per **aa-G(S)** mentre per **fg-S(L)** sono state assunte le costanti relative a sabbie fini.

### 7.1.2 Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi'$  sarà determinato tramite le correlazioni con la densità relativa  $D_r$  proposte da Schmertman (1977). Nel caso in esame è stato fatto cautelativamente riferimento alle seguenti formulazioni:

- Sabbia media uniforme  $\varphi'$  =  $31.5 + 0.115 D_r$  per **aa-G(S)**
- Sabbia fine uniforme  $\varphi'$  =  $28 + 0.14 D_r$  per **fg-S(L)**

	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE          POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA IN0Y	LOTTO 10	CODIFICA F 10 GE	DOCUMENTO GE 000 6 001	REV A	FOGLIO 13 DI 35

### 7.1.3 Caratteristiche di deformabilità

#### 7.1.3.1 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:

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

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

essendo:

- $\gamma_t$  = peso di volume naturale del terreno in  $\text{kN/m}^3$
- $\nu'$  = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,30
- $V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s.

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere ricavata direttamente da prove geofisiche "Down-Hole", "Cross-Hole", ecc. o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT come descritto nei paragrafi successivi.


#### 7.1.3.2 Moduli elastici iniziali da prove SPT

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:

$$V_s = C \cdot (N_{\text{SPT}})_{60\%}^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (\text{m/sec})$$

essendo:

- $C = 67,3$
- $z$  = profondità dal p.c. in metri
- $f_A$  = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi la
- 
- Tabella 7-2)
- $f_G$  = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la
- 
- Tabella 7-3)

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA A.V./A.C.MILANO–VERONA					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE</b> <b>POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 GE	GE 000 6 001	A	14 DI 35

*Tabella 7-2: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente  $f_A$   
(funzione dell'epoca geologica del deposito)*

$f_A$	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

*Tabella 7-3: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente  $f_G$   
(funzione della composizione granulometrica del deposito)*

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

Per le unità qui discusse sono stati utilizzati:

- $f_a=1.0$  per tutte;
- $f_g=1.14$  per **aa-G(S)** e  $f_g=1.09$  per **fg-S(L)**.

Dai valori della velocità delle onde di taglio  $V_s$  si ottiene il modulo di taglio iniziale  $G_0$  secondo quanto segue:

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

essendo:

$\rho$  = Densità del materiale

### **7.1.3.3 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;

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE</b> <b>POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 GE	GE 000 6 001	A	15 DI 35

- Curve di decadimento del modulo in funzione del livello di deformazione indotto. Tipiche curve di decadimento del modulo di taglio  $G$  per sabbie, in funzione del livello di deformazione  $\gamma$  indotto, tratte da Seed & Idriss (1970), sono riportate nella Figura 7-1.

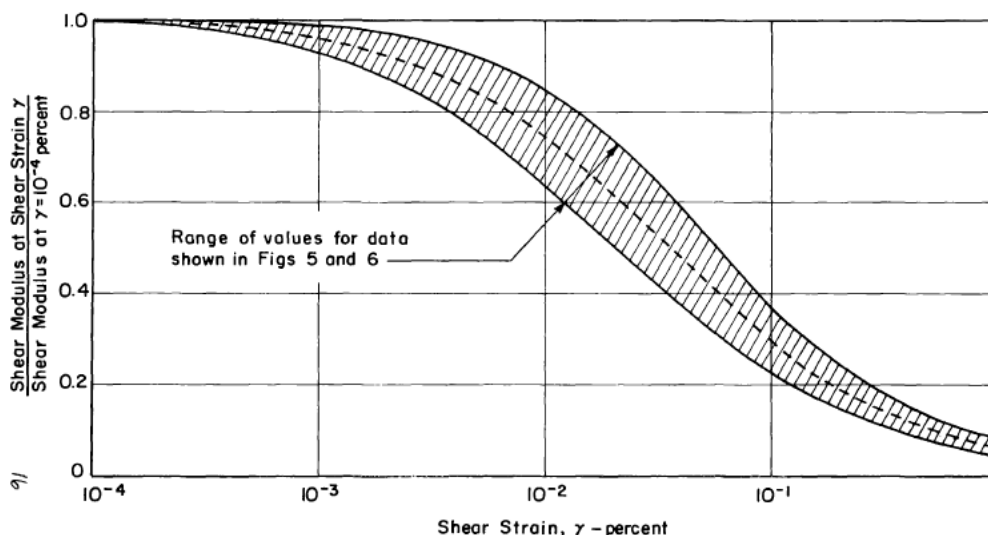


Figura 7-1: Curve di decadimento del modulo  $G$  per sabbie (Seed & Idriss, 1970)

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.

	LINEA A.V./A.C.MILANO–VERONA					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE          POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 GE	GE 000 6 001	A	16 DI 35

### 7.1.4 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità  $k$  sono determinabili sulla base dei risultati delle prove di permeabilità *Lefranc* in foro di sondaggio.

## 7.2 TERRENI A GRANA FINA

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fina è affidata all'interpretazione delle in sito; tali prove sono state programmate ed effettuate allo scopo di classificare i materiali e di determinarne:

lo stato iniziale;

- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- i coefficienti di permeabilità.

### 7.2.1 Stato tensionale iniziale

La valutazione dello stato tensionale iniziale verrà fatta a partire dagli studi di carattere geologico e facendo delle valutazioni sul grado di sovraconsolidazione  $GSC=OCR=\sigma_{vmax}'/\sigma_{vo}'$  sulla base della seguente espressione (Koutsoftas and Ladd, 1985):

$$\frac{s_u}{\sigma_{vo}'} = (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8}$$


dove

- $s_u=c_u$  = resistenza al taglio in condizioni non drenate in compressione e carico determinata con prove di laboratorio o con l'interpretazione delle prove CPT o SPT in accordo a quanto descritto nel paragrafo successivo;
- $\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace geostatica.

### 7.2.2 Resistenza al taglio in condizioni non drenate

In assenza di ulteriori informazioni, la resistenza al taglio non drenata  $c_u$  dei terreni limoso-argillosi saturi sotto falda verrà indicativamente valutata facendo riferimento ai risultati ottenuti dalle elaborazioni delle misure con *Pocket Penetromter*.



	LINEA A.V./A.C.MILANO–VERONA					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE          POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA IN0Y	LOTTO 10	CODIFICA F 10 GE	DOCUMENTO GE 000 6 001	REV A	FOGLIO 17 DI 35

### **7.2.3 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci**

Considerata l'assenza di prove di laboratorio, i parametri di resistenza di picco in termini di sforzi efficaci verranno stimati sulla base della descrizione del materiale, tenendo conto che degli altri dati che lo caratterizzano (es: OCR,  $c_u$ , ecc.)

### **7.2.4 Caratteristiche di deformabilità**

#### **7.2.4.1 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:

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

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

essendo:

- $\gamma_t$  = peso di volume naturale del terreno in  $\text{kN/m}^3$ ;
- $\nu'$  = rapporto di Poisson del terreno;
- $V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio in  $\text{m/s}$ .

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere ricavata da misure tramite prove geofisiche *Down-Hole*, *MASW*, *S-CPTU*, ecc. o eventualmente estratte da correlazioni con altre prove in sito tipo SPT e CPT.

#### **7.2.4.2 Moduli elastici "operativi" in condizioni drenate**

La valutazione dei moduli operativi viene generalmente effettuata sulla base di quanto ottenuto da prove di laboratorio (es: prove edometriche) e prove in sito (es: pressiometriche, dilatometriche, ecc.), ed eventualmente da quanto ricavabile tramite correlazioni con altre prove (es: CPTU).

È sempre necessario, però, valutare criticamente i dati ricavati dalle diverse procedure, al fine di poter estrarre i valori maggiormente corrispondenti all'effettivo comportamento atteso in sito. Nel caso delle prove di laboratorio, ad esempio, è importante tenere conto del fattore di disturbo dovuto al campionamento, ovvero della effettiva rappresentatività del campione stesso rispetto alla unità geotecnica in valutazione.

Un ulteriore approccio per la determinazione dei moduli “operativi” è quello basato sulla valutazione delle curve di decadimento del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto; si tratta di curve ottenute da specifiche prove di laboratorio o ricavabili dalla letteratura tecnica. Tipiche curve di del modulo di taglio  $G$  in funzione del livello di deformazione di taglio  $\gamma$  indotto, sono quelle proposte da Vucetic & Dobry (1991), sono riportate nella Figura 7-2.

Va tuttavia rilevato che la procedura associata all’utilizzo delle curve di decadimento, risulta rigorosamente applicabile in problemi di scarico e/o di scarico e ricarica tensionale; nel caso di problemi di “primo carico” caratterizzati da incrementi di tensione rispetto alla condizione geostatica, potrebbe condurre ad una sottostima degli spostamenti.

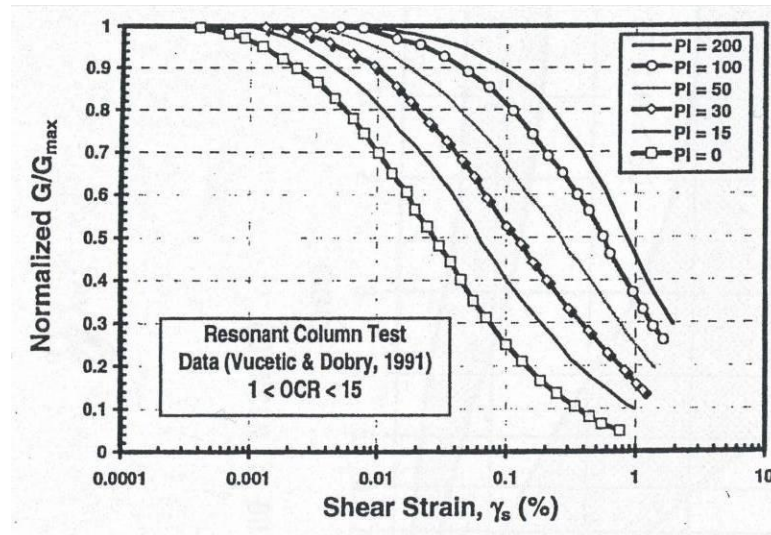



Figura 7-2: Curve  $G/G_{max} - \gamma$  di Vucetic & Dobry (1991)

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici i moduli di Young “operativi”  $E_{op}$  saranno convenzionalmente assunti pari a:

- $1/5 \cdot E_0$  o  $(400 \div 500) \cdot c_u$  nel caso di problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non);
- $1/10 \cdot E_0$  o  $(150 \div 200) \cdot c_u$  o quanto desumibile dai risultati delle prove edometriche nel caso di problemi di “primo carico” (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati).

### 7.2.5 Coefficienti di permeabilità

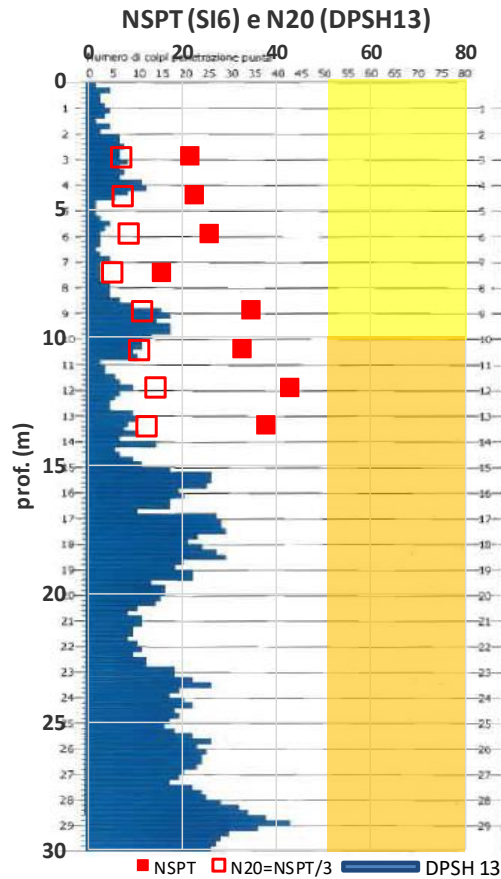
	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE          POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 GE	GE 000 6 001	A	19 DI 35

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si farà riferimento ai risultati delle prove di permeabilità tipo *Lefranc* in foro, se disponibili, ed a valori di bibliografia.

## 8 CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE

In assenza di prove di laboratorio, la caratterizzazione è stata eseguita basandosi prevalentemente sui risultati delle prove penetrometriche standard (SPT) effettuate nei fori di sondaggio per valutare i parametri geotecnici sia in condizioni drenate per i terreni a grana grossa.

È opportuno ricordare che le campagne indagini di riferimento includono anche prove penetrometriche dinamiche di tipo DPSH i cui risultati, come noto, possono essere convertiti in colpi  $N_{SPT}$ . Per il caso in esame è stata quindi verificata la congruenza tra i valori ottenuti da SPT e quelli da DPSH sui terreni attraversati; il grafico che segue, infatti, riporta tale confronto (da ritenersi rappresentativo) tra il numero di colpi  $N_{20}$  ottenuti dalla DPSH13 e il numero  $N_{SPT}$  sul sondaggio SI6 in stretta prossimità della stessa. In particolare, il grafico mostra una correlazione  $N_{20}=N_{SPT}/3$  coerente con quanto suggerisce in generale la letteratura, soprattutto nel caso di terreni ghiaiosi, quali quelli attraversati. Le misure DPSH, quindi, confermano i dati da SPT interpretati, nei paragrafi seguenti, sulla base di quanto discusso nel capitolo 7 a seconda della natura dei terreni incontrati.



### 8.1.1 Caratteristiche fisiche e parametri di stato

#### Terreni a grana grossa

Per le unità con prevalenza di grana grossa il parametro di stato più rappresentativo della condizione in sito è la Densità Relativa di cui alla Figura 8-1, con i valori differenziati per le singole litologie per le quali sono disponibili le prove SPT; dalle misure di queste ultime è stato estratto per correlazione il dato di interesse.

Le due unità **aa-G(S)** e **fg-S(L)** ricadono generalmente nell'intervallo 50-70% circa, con valore frequente per entrambe a circa 60%, quindi con stato di addensamento tra "medio" e "denso".

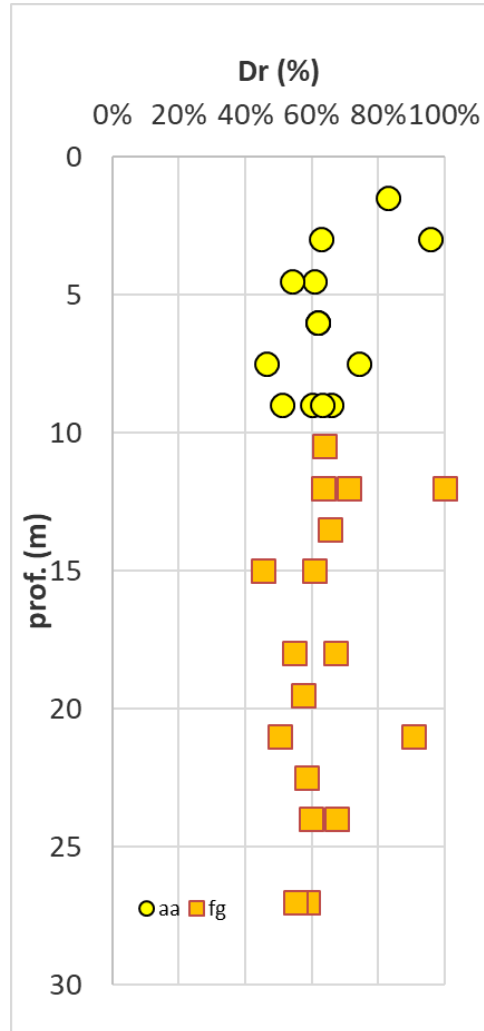


Figura 8-1: Unità a grana grossa - Densità relativa da correlazioni con  $N_{SPT}$

### Terreni a grana fina

Per quanto riguarda la parte argillosa dei depositi, l'unico modo per valutare in modo speditivo la condizione di stato, con particolare riferimento al grado di sovraconsolidazione OCR è quello di confrontare l'andamento con la profondità dei valori di coesione non drenata con la formula di Koutsoftas and Ladd (1985). L'andamento in Figura 8-2 dei valori di  $c_u$ , ottenuti da *Pocket*, mostra una evidente condizione di sovraconsolidazione per le alluvioni **aa-A(L)**, mentre, a meno di alcuni punti sporadici, il trend della sub-unità fg-A(L) è prossima alla retta di normal consolidazione (OCR=1) di Koutsoftas e Ladd (1985).

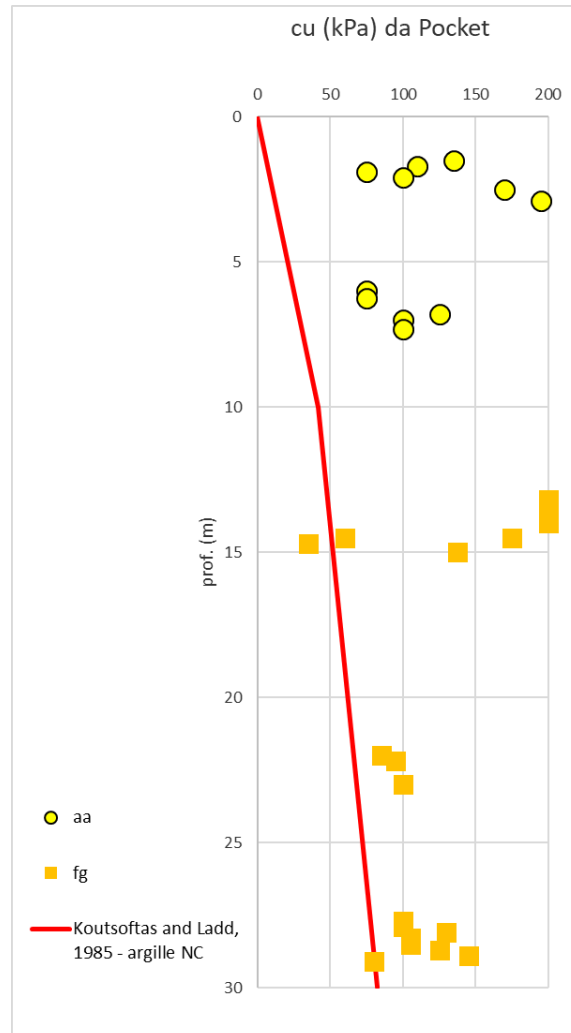


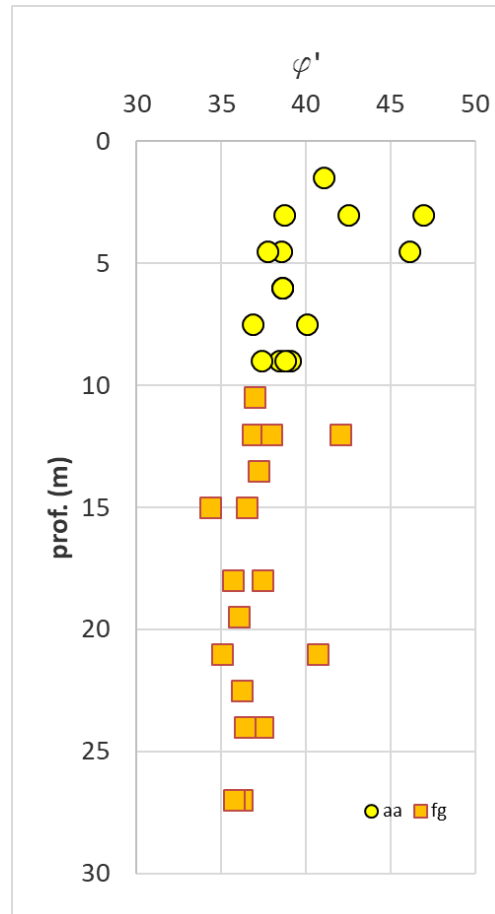
Figura 8-2: Unità a grana fina – andamento cu e confronto con Koutsoftas e Ladd (1985)


### 8.1.2 Caratteristiche di Resistenza

#### Terreni a grana grossa

Per i terreni considerati a grana grossa, i valori di resistenza drenati, in termini di angolo di attrito (Figura 8-3), sono stati ottenuti da correlazioni con prove in sito tipo  $N_{SPT}$ , nella fattispecie ricorrendo alla formulazione di Schmertmann (1977).

La figura mostra valori relativi ai depositi ghiaiosi più recenti **aa-G(S)** variabili tra  $\varphi'=37^\circ$  e  $45^\circ$ , con maggiore presenza di punti nell'intervallo  $\varphi'=37^\circ-39^\circ$ . I depositi fluvio-galciali sabbiosi **fg-S(L)** rispondono, invece, con valori generalmente di  $\varphi'=35-37^\circ$ .



	LINEA A.V./A.C.MILANO–VERONA					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE          POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 GE	GE 000 6 001	A	24 DI 35

I dati indicano una  $c_u=100-150$  kPa per **aa-A(L)** e andamento crescente con la profondità per **fg-A(L)**, con valori di  $c_u=50$  KPa a circa 15 metri di profondità e  $c_u=100$  kPa tra 20 e 30 m.

### 8.1.3 Caratteristiche di deformabilità

Applicando le procedure descritte nel capitolo 7 (quindi partendo dalle correlazioni  $N_{SPT}$  di Otha e Goto per ottenere le  $V_s$ ) sono stati ricavati, per tutte le unità in considerazione, i profili di  $V_s$  ed i conseguenti andamenti di  $G_0$  e  $E_0$  (Figura 8-4).

In generale si nota un andamento crescente con la profondità, con andamento circa lineare comune ad entrambe le unità, quasi a dimostrare una certa omogeneità di comportamento. Tale andamento fornisce un valore medio di  $V_s=200$  m/s circa per la **aa-G(S)** compresa nei primi 10 metri, e  $V_s=230-250$  m/s per **fg-S(L)** tra 10 e 20 metri di profondità, tendenti poi verso  $V_s=300$  m/s.

L'andamento appena discusso risulta sottostimare le velocità delle onde di taglio rispetto a quanto ottenuto dalla MASW1, dalla quale si evincono, per le stesse profondità di riferimento ( $z=3-25$ m)  $V_s=325-380$  m/s.

A scopo cautelativo si proseguirà con la stima dei moduli facendo riferimento ai valori inferiori ottenuti dalle correlazioni con  $N_{SPT}$ .



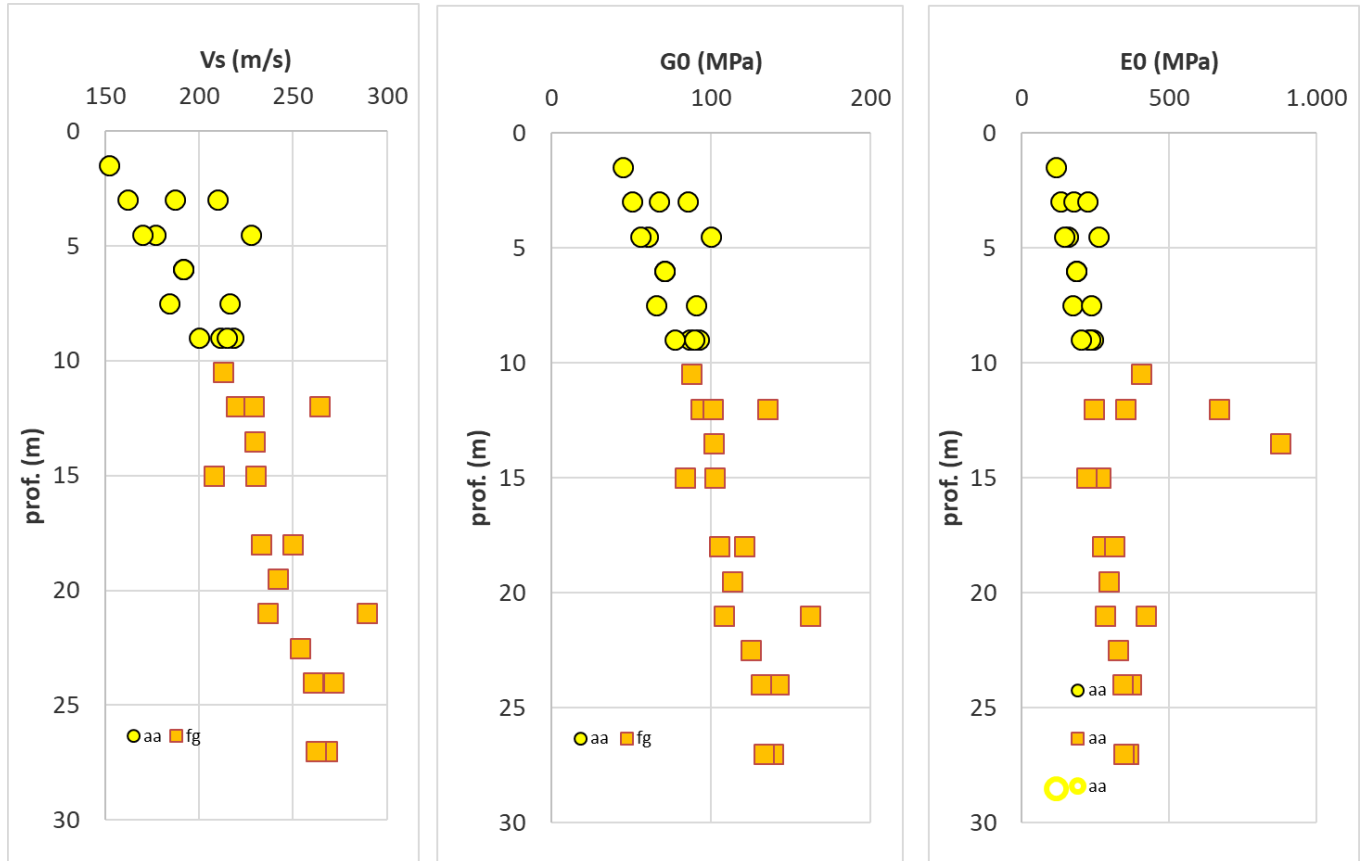


Figura 8-4: Unità a grana grossa e a grana fina: profilo di Vs ottenuto da correlazioni di Otha e Goto con  $N_{SPT}$  e rispettivi valori di  $G_0$  e  $E_0$ .

Passando ai valori dei moduli operativi, la successiva Figura 8-5 ne riporta l'andamento le due unità (si intende  $E_{op} = 1/10 E_0$ ).

Per quanto riscontrabile dai grafici, i valori medi dei moduli operativi per le varie unità risultano:

- $E_{op} = 15-25$  kPa per **aa-G(S)**
- $E_{op} = 20-30$  kPa per **fg-S(L)**

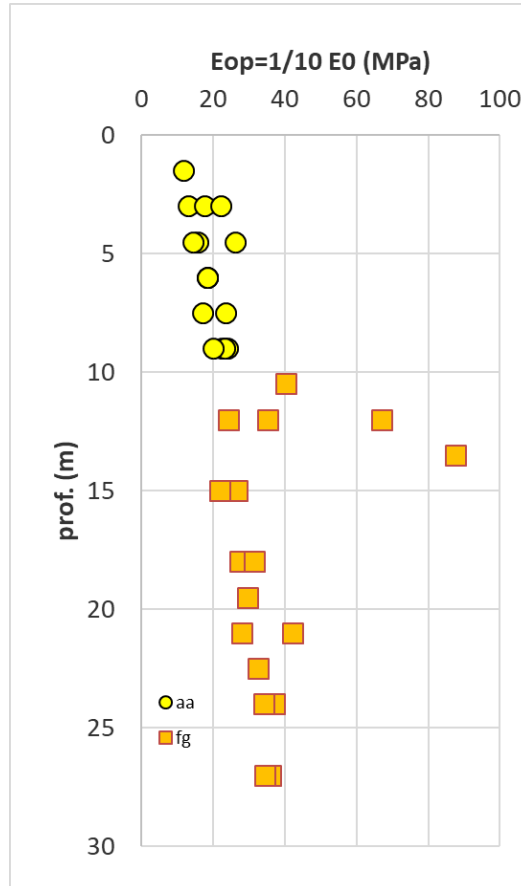



Figura 8-5: Unità a grana grossa e a grana fina: profilo di  $E_{op}=1/E_0$  (sx) - Unità a grana grossa: profilo di  $E'$  ottenuto dalla formulazione di Denver (1984):  $E'=s_1 \times N_{SPT} + s_2$ , con  $s_1=0.756$  e  $s_2=18.750$  relativi a Sabbie Normal Consolidate

#### 8.1.4 Permeabilità

I valori di permeabilità misurati dalle prove *LeFranc* effettuate durante l'esecuzione dei sondaggi, sono riportati in forma tabellare nella Figura 8-6, differenziando le unità geotecniche interessate dalla prova.

L'unità a grana grossa aa-G(s) è caratterizzata da valori di  $k=10^{-5} \div 10^{-4}$  m/s, mentre le prove del sondaggio S2Tram, entrambe eseguite negli spessori di depositi argilloso-limosi (**aa-A(L)** e **fg-A(L)**) hanno fornito permeabilità decisamente più basse, dell'ordine di  $k=10^{-8} \div 10^{-7}$  m/s.

La sub-unità unità sabbiosa **fg-S(L)** non risulta indagata da prove di permeabilità, ma per caratteristiche granulometriche e parziale confrontabilità con l'unità grossolana più superficiale, è possibile considerare valori di permeabilità ad essa associabili di  $k=10^{-6} \div 10^{-5}$  m/s

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE          POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 GE	GE 000 6 001	A	27 DI 35

sondaggio	prof. (m)	k (m/s)	unità
S1	1,5	4,30E-05	aa-G(S)
S2	6	8,00E-05	aa-G(S)
S2Tram	7,5	6,47E-08	aa-A(L)
S2Tram	15	9,34E-07	fg-A(L)

Figura 8-6: valori di permeabilità ottenuti dalle prove Lefranc

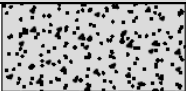




## 8.2 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEI LIVELLI DI FALDA DI PROGETTO


Dall'analisi delle prove ad oggi disponibili, condotte in sito e presentate ai paragrafi precedenti, sono stati determinati i parametri geotecnici associati alle diverse unità stratigrafiche, come riportato nella successiva Tabella 8-1, nella quale sono anche indicati i codici grafici di riferimento dei profili geotecnici(doc.[8]).

È opportuno evidenziare che la scelta dei parametri caratteristici riportati in questo paragrafo è stata fatta con approccio cautelativo, applicando dei margini di sicurezza ai valori precedentemente discussi, al fine di considerare un effetto dell'incertezza sul dato assunto.

Nella seguente tabella vengono sintetizzati i principali parametri geotecnici di progetto per i terreni tipo presenti lungo lo sviluppo del tracciato, stimati sulla base delle correlazioni precedentemente illustrate.

Tabella 8-1: Parametri geotecnici di progetto

Parametri	Rilevato esistente R	Unità aa-G(S)	Unità aa-A(L)	Unità fg-S(L)	Unità fg-A(L)
					
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.0	19.0	20.0	19.0	20.0
$\phi_p$ (°)	35	34÷36	22÷24	32-34	22÷24
$c'$ (kPa)	0	0	0-15	0	0-15
$c_u$ (kPa)	-	-	100-150	-	50-120
$E'$ (MPa)	30	20-30	15-20	20-30	15-20
k (m/s)	$k=10^{-5}$	$k=10^{-5}\div 10^{-4}$	$k=10^{-8}\div 10^{-7}$	$k=10^{-6}\div 10^{-5}$	$k=10^{-8}\div 10^{-7}$

	LINEA A.V./A.C.MILANO–VERONA					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE          POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA IN0Y	LOTTO 10	CODIFICA F 10 GE	DOCUMENTO GE 000 6 001	REV A	FOGLIO 28 DI 35

L'altezza di falda assunta in progetto, riportata nel profilo geotecnico, è impostata a 118 m.s.l.m., quindi con profondità dal piano campagna di circa 12-15 m.

## 9 ACCELERAZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE

### 9.1 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 a cui qui si fa diretto riferimento. 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.

### 9.2 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE          POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 GE	GE 000 6 001	A	29 DI 35

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:

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

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

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. Per le quali si ha un coefficiente d'uso  $C_U = 0.7$ .
- Classe II: ... omissis ... Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza ... omissis .... Per le quali  $C_U = 1.0$ .
- Classe III: ... omissis ... Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso IV, e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza ... omissis ... Per le quali  $C_U = 1.5$ .
- Classe IV: ... omissis ... Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico ... omissis ... Per le quali  $C_U = 2$ .

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:

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.0 = 112.5 \text{ anni}$$

	LINEA A.V./A.C.MILANO–VERONA					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE          POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 GE	GE 000 6 001	A	30 DI 35

### 9.3 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

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

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 9-1.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE</b> <b>POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 GE	GE 000 6 001	A	31 DI 35

Tabella 9-1: Periodi di ritorno per l'azione sismica di progetto, per i diversi stati limite.

STATO LIMITE	$T_R$ , anni
SLO	68
SLD	113
SLV	1068
SLC	2193

#### 9.4 ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO SU SUOLO RIGIDO

In allegato alle NTC2018, 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, in questa fase è stata selezionata l'opzione di scelta "per Comune" sul foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v.1.0.3b distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009), selezionando ovviamente il Comune di Brescia (Figura 9-1).

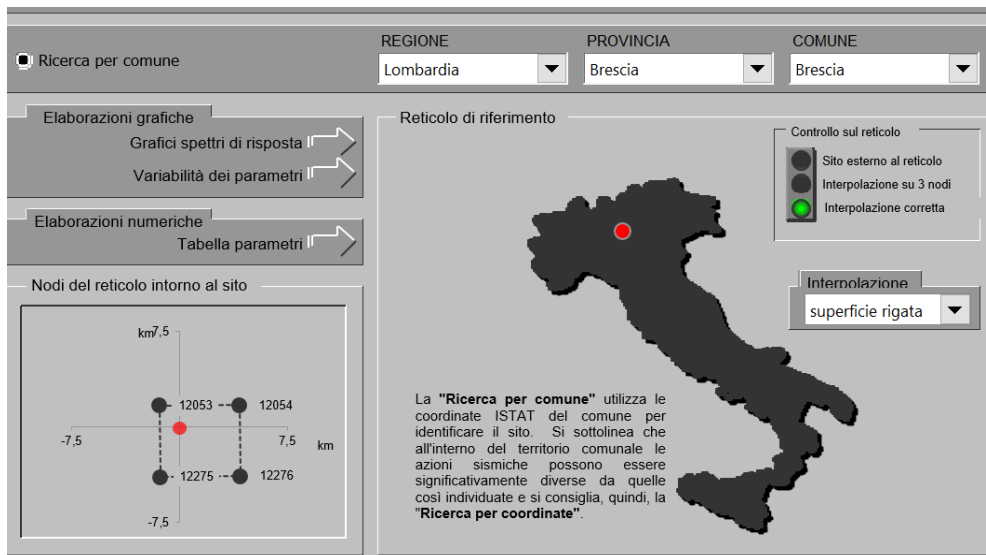


Figura 9-1 Locazione del punto di calcolo dell'azione sismica con NTC18 (Brescia)

Nella successiva

Tabella 9-2, sono riportati i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$ .

	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA				
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE          POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</b>				
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA IN0Y	LOTTO 10	CODIFICA F 10 GE	DOCUMENTO GE 000 6 001	REV A FOGLIO 32 DI 35

Tabella 9-2: Valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$ , per il Comune di Brescia

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	68	0,063	2,463	0,248
SLD	113	0,081	2,432	0,259
SLV	1068	0,200	2,440	0,283
SLC	2193	0,258	2,426	0,292

## 9.5 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.

I risultati delle 3 prove MASW richiamate nei Doc. [4], [5] e [6] forniscono valori di  $V_{s,30}$  sempre riferibili alla classe di sottosuolo C (MASW1:  $V_{s30}=324$  m/s; MASW4:  $V_{s30}=304$  m/s; MASW5:



	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE          POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 GE	GE 000 6 001	A	33 DI 35

$V_{s30}=300$  m/s) , per cui si farà nel seguito riferimento a tale categoria suggerendo comunque approfondimenti per la fasi progettuali successive.

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, sempre sulla base delle informazioni fornite nella Relazione Geologica (Doc. Rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), il tracciato corre 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 il Comune di Brescia e per i diversi periodi di ritorno sono riportati in Tabella 9-3.

Tabella 9-3: Valori dei coefficienti di sito  $S$  e dell'accelerazione di progetto  $a_{max}$


SL	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$S$ (-)	$a_{max}$ (g)
SLO	68	0.063	1.5	0.094
SLD	113	0.081	1.5	0.122
SLV	1068	0.200	1.407	0.282
SLC	2193	0.258	1.324	0.342

## 10 STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

### 10.1 GENERALITÀ

Le NTC 2018, al par. 7.11.3.4.1 stabiliscono che:

- Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.
- Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE          POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 GE	GE 000 6 001	A	34 DI 35

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

Si ricorda come, a causa della breve durata del moto sismico, il terreno reagisca in condizioni sostanzialmente non drenate. In tali condizioni, il comportamento non lineare dei materiali sabbiosi e sabbioso/limosi saturi, sottoposti a carichi ciclici indotti dal terremoto, porta alla generazione di sovrappressioni interstiziali con diminuzione anche significativa di resistenza e rigidità apparente. Alla successiva dissipazione di tali sovrappressioni, corrisponde una riduzione di volume con la generazione di deformazioni permanenti in grado di causare, nello specifico, problematiche di esercizio post-sisma, stabilità dei rilevati, delle opere di sostegno e di attraversamento.

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

Il problema principale che si pone in fase di progettazione è valutare la stabilità del sito di progetto rispetto alla liquefazione quando il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sottofalda, anche se contenenti una frazione fine limoso-argillosa.

## 10.2 CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE

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

- Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero (cfr.  $a_{max}$ ) minori di 0.1 g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $qc_{1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche CPT, normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;

- Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve rappresentate in Figura 10-1 (coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$ ) e Figura 10-2 (coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ ).

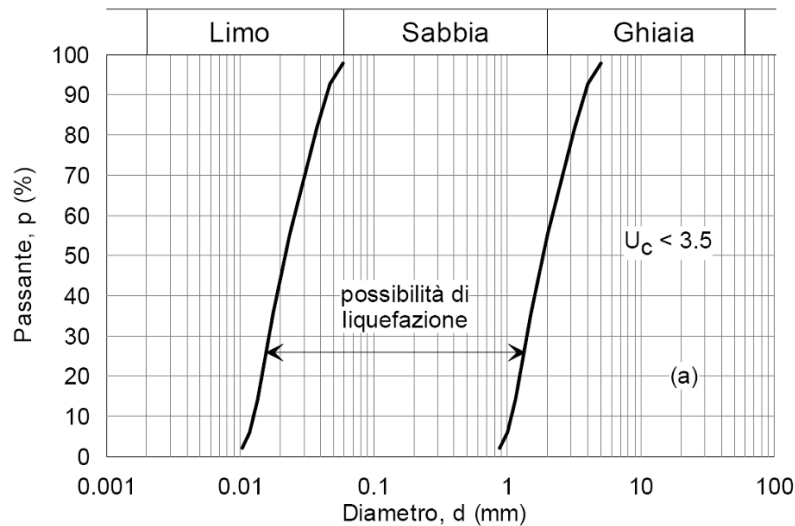


Figura 10-1: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ( $U_c < 3.5$ )

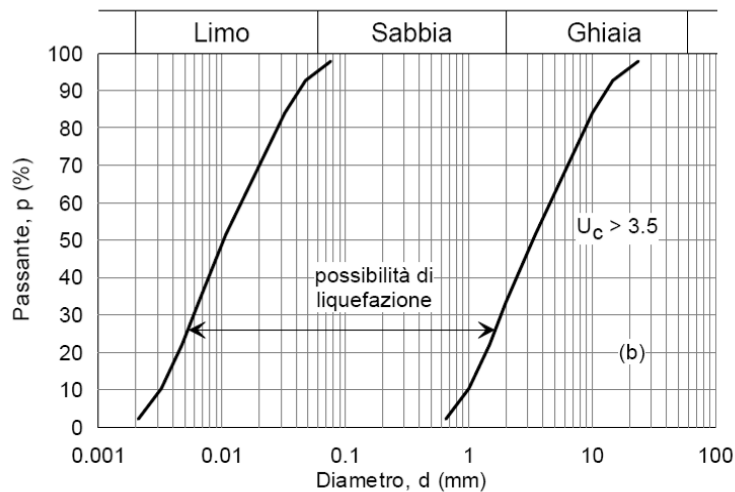


Figura 10-2: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ( $U_c > 3.5$ ).

Sulla base di quanto sopra discusso, la verifica a liquefazione viene omessa in questa sede, sia per la natura prevalentemente ghiaiosa dei terreni alluvionali, sia per la profondità della falda indicata dalla ricostruzione idrogeologica.

Si raccomanda in ogni caso di eseguire gli approfondimenti necessari anche a tal riguardo nelle fasi progettuali successive.