

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA
Lotto funzionale Brescia-Verona

PROGETTO ESECUTIVO

INZ3 - NUOVA ROTATORIA VIA BERLINGUER-VIA STAZIONE E COLLEGAMENTO VIA CÀ ROTE

Relazione Geotecnica

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio (Ing. T. Taranta) Data: <u>06 GIU 2019</u>	 Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	R B	I N Z 3 0 0	0 0 1	A

PROGETTAZIONE							IL PROGETTISTA
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Data	
A	Emissione	Cardella	10/08/18	Becci	10/08/18	10/08/18	IL PROGETTISTA CeAS Data: <u>10/08/18</u>
B							
C							

CIG. 751447334A

Stampato dal Service

File: INOR11EE2RBINZ300001A_10.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

di plottaggio ITALFERR S.p.A.
ALBA S.r.l.

CUP: F81H91000000008

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RB IN Z30 0 001

Rev.
A

Foglio
2 di 23

INDICE

1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3. INDAGINI ESEGUITE.....	5
4. DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	7
5. CONDIZIONI DELLA FALDA	7
6. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	8
7. PROBLEMATICHE LEGATE AL SISMA	11
7.1. DEFINIZIONE DEL SISMA DI PROGETTO	11
7.2. VALUTAZIONE DELLA MAGNITUDO.....	12
7.3. STABILITÀ DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE.....	13
8. ANALISI DI STABILITÀ.....	14
8.1. INTRODUZIONE.....	14
8.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	14
8.3. STRATIGRAFIA E PARAMETRI DI PROGETTO.....	14
8.4. CRITERI DI VERIFICA	15
8.5. CONDIZIONI DI CARICO.....	16
8.6. RISULTATI DELLE ANALISI.....	17
8.7. PIANI DI POSA.....	18
9. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	20
10. RISULTATI DELLE INDAGINI.....	21

1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Oggetto della presente relazione è il progetto definitivo della nuova rotatoria tra via Berlinguer e via Stazione e il nuovo ramo di collegamento tra la rotatoria di progetto e via Cà Rote, previsto nel comune di Calcinato, in provincia di Brescia, nell'ambito delle viabilità extra-linea connesse alla realizzazione della linea ferroviaria Torino – Venezia, tratta Milano – Verona.

Il progetto si configura come intervento di riqualificazione e adeguamento di un'intersezione stradale esistente, con un nuovo collegamento delle viabilità esistenti. È previsto quindi che l'incrocio tra Via Berlinguer e Via Stazione venga riorganizzato con circolazione rotatoria e che venga realizzato un nuovo collegamento stradale tra la suddetta rotatoria e Via Cà Rote.

L'asse stradale in progetto presenta le caratteristiche geometriche delle "strade locali in ambito extraurbano tipo F2", come definite dalle "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", D.M. 05.11.2001.

La piattaforma stradale tipo F2 è caratterizzata da una carreggiata composta da due corsie di marcia larghe 3.25m, da banchine laterali larghe 1.00m e da arginelli laterali larghi 1.05m in terreno vegetale.

La pendenza trasversale della piattaforma in rettilineo è 2.50%, con sagomatura a tetto.

L'intersezione tra Via Berlinguer e Via Stazione viene riorganizzata mediante la realizzazione di una rotatoria a quattro rami, composta da un'aiuola circolare di raggio pari a 11.00 m, una carreggiata larga 7.00 m completata da banchine laterali da 1.00 m ciascuna, per un diametro esterno pari a 40.00 m. Esternamente alla rotatoria è prevista la ricucitura del percorso ciclo-pedonale esistente sul lato est di Via Stazione. La piattaforma pavimentata risulta quindi avere una larghezza pari a 9.00 m, costituita dalla corsia giratoria di 7.00 m affiancata da banchine in destra e sinistra pari a 1.00 metro.

La pendenza trasversale della piattaforma è 2.00%, a scolare verso l'esterno.

L'aiuola centrale è modellata, mediante terreno di riporto proveniente dagli scavi, con pendenza trasversale pari a 5.00% verso l'esterno e lungo il suo perimetro è posata una cordolatura di tipo sormontabile in elementi prefabbricati di calcestruzzo.

Lungo il margine est del ramo sud e nord della rotatoria, un'aiuola in terreno vegetale separa la piattaforma stradale dal percorso ciclo-pedonale. L'aiuola è larga 1.30 m ed è delimitata su ambo i lati da cordoli da marciapiede in elementi prefabbricati di calcestruzzo.

Il percorso ciclo-pedonale è delimitato esternamente da una cordolatura posata a raso con la pavimentazione, oltre la quale è presente un ciglio erboso largo circa un metro e una scarpata di modesta altezza (inferiore al metro), modellata con pendenza 2/3, che raggiunge, a quota superiore, il piano campagna circostante.

I rami d'ingresso in rotatoria presentano una piattaforma pavimentata avente larghezza pari a 5.00 m, così composta: banchina pavimentata in sinistra di larghezza pari a 0.50 m, corsia di marcia da 3.50 m e banchina pavimentata in destra da 1.00 m.

I rami di uscita presentano una piattaforma pavimentata avente larghezza pari a 6.00 m, così composta: banchina pavimentata in sinistra di larghezza pari a 0.50 m, corsia di marcia da 4.50 m e banchina pavimentata in destra da 1.00 m.

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;

3. INDAGINI ESEGUITE

La zona dove viene a collocarsi la viabilità di interesse (pk 111+196) risulta costituita geologicamente, come è possibile vedere in Figura 3-1 (stralcio da tavola geologica), da depositi di tipo glaciale e fluvioglaciale, di periodo Pleistocene. (sigla LSg in verde e Cl in arancio). Dai sondaggi indicativi posti nelle vicinanze della zona indagata (Tabella 3-1), tali formazioni geologiche sono caratterizzate da percentuali rilevanti di ghiaie e sabbie con presenza minore di limi. Nel corso dei sondaggi sono state effettuate prove penetrometriche SPT e prelevati campioni rimaneggiati.

Tabella 3-1

Sondaggio o Pozzetto	Campagna d'indagine (1992-2002-2004)	Quota di Bocca foro (m slm.)	Lunghezza sondaggio (m)	Piezometro installato C=Casagrande TA=Tubo Aperto
DS006	1992	136 ÷ 138	25	TA
DS005	1992	136 ÷ 138	35	TA
3SN059	2004	139.29	40	TA

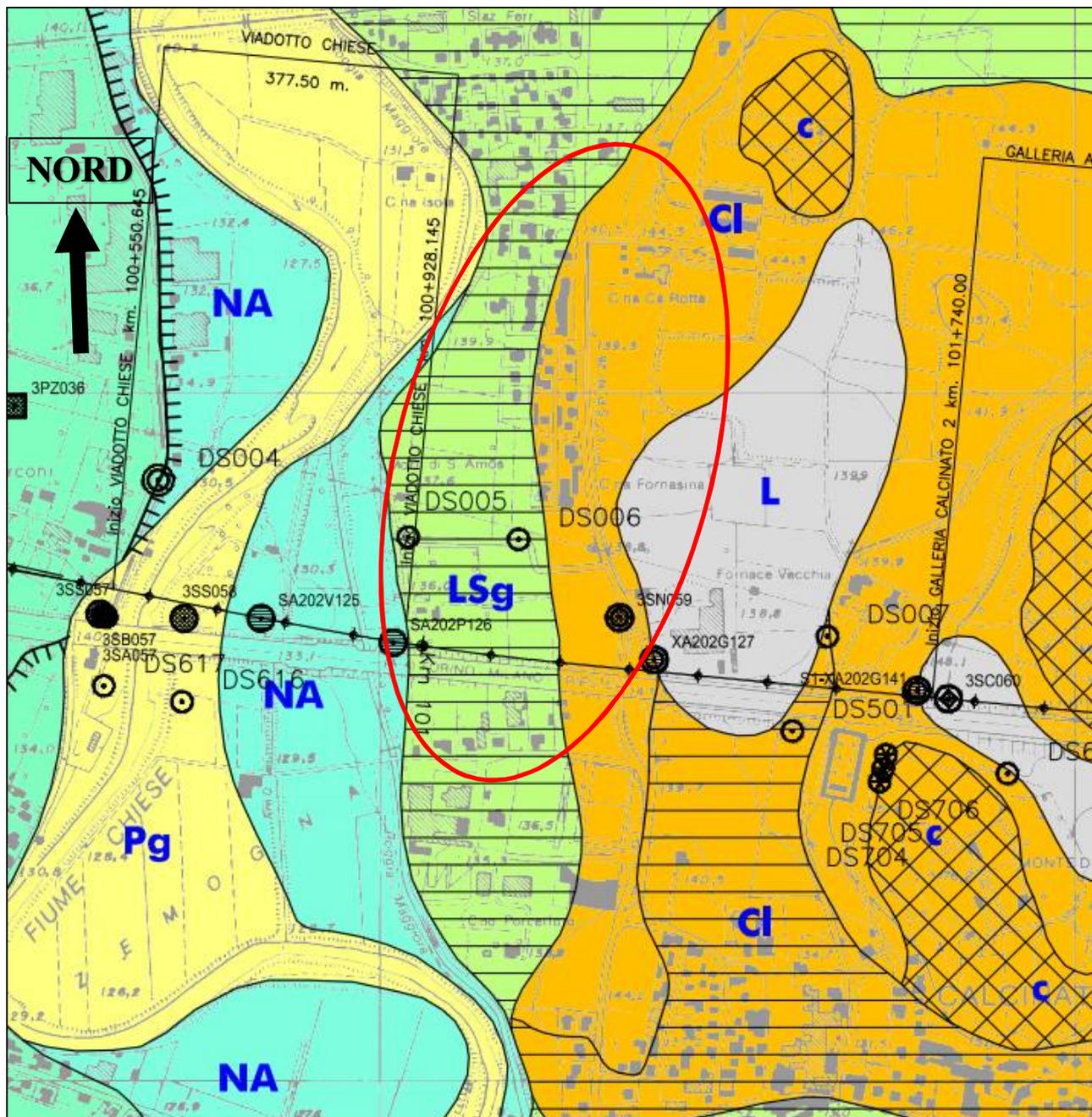


Figura 3-1. geologia della zona 1:8000

4. DESCRIZIONE STRATIGRAFICA

Le indagini prese in considerazione (stratigrafie dei sondaggi e prove di classificazione di laboratorio) mostrano una stratigrafia costituita da intercalazioni di ghiaie sabbiose e sabbie ghiaiose fino alle massime profondità indagate, con tracce sporadiche di limo.

Lo spessore del terreno vegetale si approssima ai 0,5 m (vedi **Tabella 4-1**).

Tabella 4-1

Prova	Profondità da p.c. (m)	Descrizione
DS006	0.0 – 0.3	Terreno vegetale limo-sabbioso
DS005	0.0 – 0.4	
3SN059	0.0 – 0.2	

5. CONDIZIONI DELLA FALDA

Le rilevazioni della falda misurate nei sondaggi attrezzati con piezometri più prossimi all'opera in oggetto indicano una quota della falda. Le letture variano dai 35 ai 31 metri di profondità. Si assume, in via cautelativa, il livello di falda a circa 30 metri di profondità.

6. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Si riporta, in Tabella 6-1, la stratigrafia di progetto assunta ed i valori stimati dei principali parametri geotecnici del terreno sulla base dei risultati delle prove SPT e delle prove di laboratorio ove disponibili.

Tabella 6-1

Parametri	Strato 1	Strato 2
Profondità	Da 0 a 0.5 m	Da 0.5 m alle massime profondità indagate
Natura	Coltivo e/o riporto	Ghiaia e sabbia con presenza di limo
γ (kN/m ³)	-	20.0
e_0	-	0.3 ÷ 0.45
c'	-	
ϕ'	-	> 33°
k_0	-	0.5
OCR	-	Da >1 a 1
falda	+ 109.00 m. slm	

Simbologia:

γ = Peso di volume;

k_0 = Coefficiente di spinta del terreno a riposo;

c' = Coesione efficace;

ϕ' = angolo di attrito efficace;

OCR = Grado di sovra-consolidazione meccanico;

Per la stima di V_s si è utilizzata la relazione di Ohta&Goto con parametri relativi a ghiaie e sabbie, sulla base degli N_{spt} , per valutare le principali caratteristiche del terreno. Sono state utilizzate le correlazioni di letteratura per stimare i parametri caratteristici del terreno riportati in Tabella 6-1.

Nella determinazione di parametri di progetti riportati, in vista della natura prevalentemente granulare del terreno, si è operato come segue.

Orizzonti granulari

Dr è stimata da Nsp, secondo quanto suggerito da Cubrinovski &, Ishihara K. (1999):

$$D_r = \sqrt{\frac{N_1 \cdot (e_{max} - e_{min})^{1.7}}{9}} \quad \text{con} \quad N_1 = N_{SPT} \sqrt{\frac{98kPa}{\sigma'_v}} \times \left(\frac{60\%}{78\%}\right)$$

($e_{max} - e_{min}$) stimato dalla seguente Figura 6-1, sempre tratta dal citato riferimento.

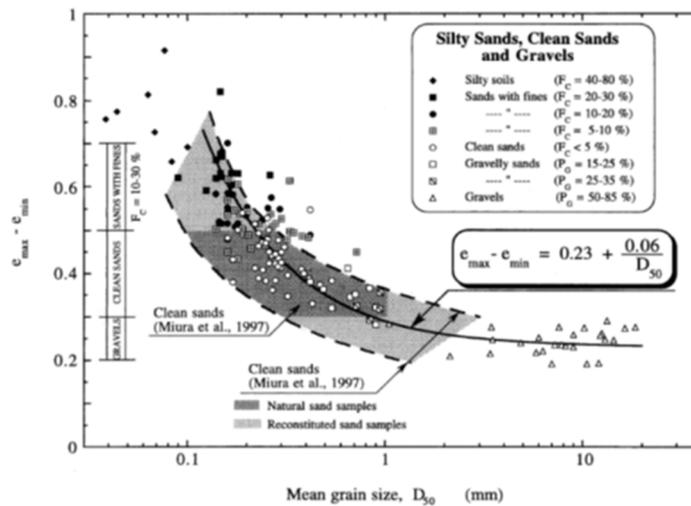


Table 2. Typical values of the void ratio range for silty sands, clean sands and gravels

Soil type	F_c (%)	P_o (%)	$e_{max} - e_{min}$
Silty soils	40-80	< 5	> 0.70
Silty sands	20-30	< 5	0.60-0.70
"	10-20	< 5	0.50-0.60
"	5-10	< 5	0.45-0.55
Clean sands	< 5	< 5	0.30-0.50
Gravelly sands	< 10	15-35	0.30-0.40
Gravels	< 5	50-85	0.20-0.30

Fines: $D < 0.075$ mm; Gravel: $D \geq 2.0$ mm.

Figura 6-1. Cubrinovski &, Ishihara K. (1999)

L'angolo d'attrito di picco valutato, in accordo con Bolton (1986), come $\phi_P = \phi_{CV} + \Delta\phi$,

Con $\Delta\phi$ valutato dalla Figura 6-2.

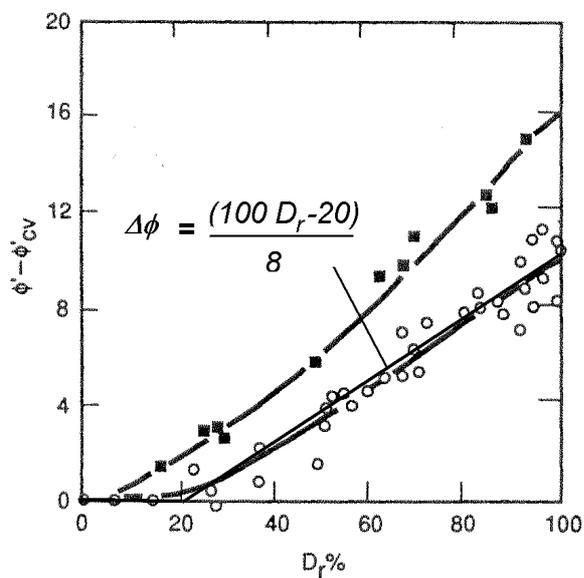


Figura 6-2: modificata da Fleming et al (1992)

7. PROBLEMATICHE LEGATE AL SISMA

7.1. DEFINIZIONE DEL SISMA DI PROGETTO

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato. Si assume:

- vita nominale (V_N) dell'opera pari a 100 anni;
- classe d'uso III ($C_u = 1.5$);

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 150 \text{ anni.}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è: $P_{VR}(SLV) = 10\%$.

Il periodo di ritorno dell'azione sismica TR (in anni), vale: $TR(SLV) = -VR / \ln(1-PVR) = 1424$ anni. La definizione della categoria di sottosuolo, ai fini della determinazione dell'azione sismica, in accordo al punto §3.2.2 di NTC08, viene effettuata sulla base dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT. Con riferimento alla Figura 10-1, le stime basate sulla grandezza $N_{SPT,30}$ potrebbero condurre, con un approccio eccessivamente cautelativo, all'attribuzione, in accordo con la Tabella 3.2.II di NTC08, di una categoria di sottosuolo tipo C. Tuttavia, la misura diretta tramite tecnica MASW indica chiaramente la **categoria di sottosuolo tipo B**, che verrà pertanto assunta nel seguito come valore progettuale (risultati indagine MASW in Figura 10-3).

Di seguito i parametri sismici:

a_g	accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;		0.230 g
F_0	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale		2.476
T^*_c	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale		0.281 s
S_s	coefficiente di amplificazione stratigrafica	Cat B	1.172
C_c	coefficiente che modifica il valore del periodo T_c	Cat B	1.418
S_T	coefficiente di amplificazione topografica - pianura		1.00

Tabella 7-1. Parametri sismici di riferimento

Da cui, l'accelerazione massima risulta quindi: $a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 0.270g$

7.2. VALUTAZIONE DELLA MAGNITUDO

Al fine della valutazione della stabilità del sito in condizioni sismiche, oltre alla massima accelerazione, occorre stimare la Magnitudo attesa.

A questo proposito, è possibile riferirsi ai dati predisposti dall'INGV, (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>) che costituiscono la base sulla quale sono state definite i livelli di sismicità recepiti dalla legge.

A questo riguardo sono rappresentati in forma grafica i contributi specifici di Magnitudo-distanza alla pericolosità sismica con $T_R = 2475$ anni.

Poiché tale periodo di ritorno è superiore a quello associato allo stato limite considerato nel progetto (SLV, $T_R=1424$) i valori di Magnitudo qui indicati sono coerenti con i valori di a_{max} .

Prevalgono contributi di terremoti caratterizzati da Magnitudo comprese tra 4.5 e 5.0, valori che possono essere adottati nelle verifiche di stabilità del sito.

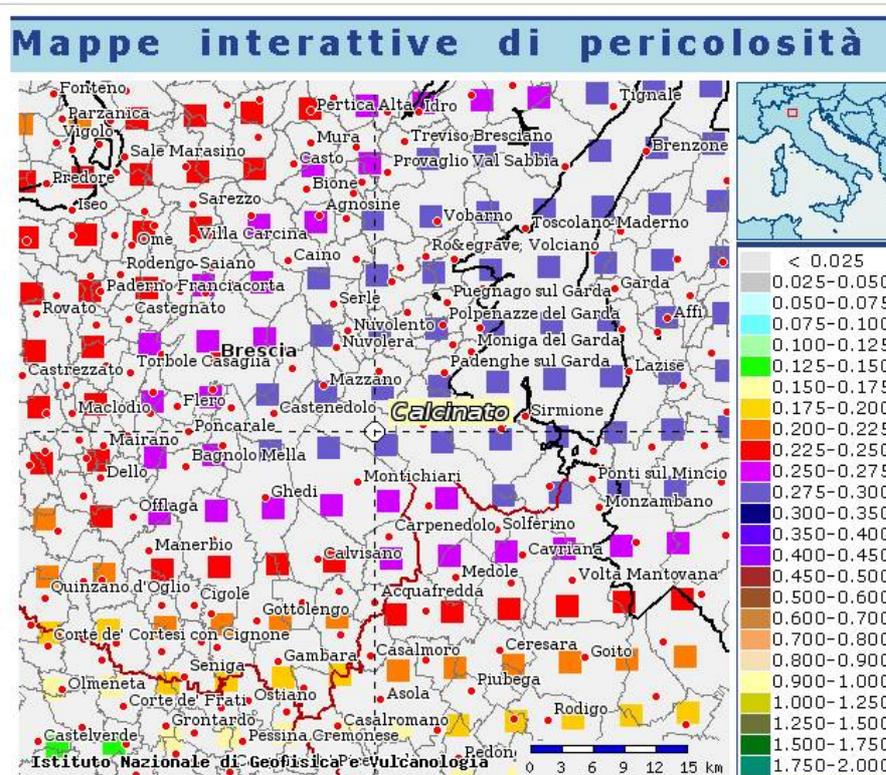


Figura 7-1: estratto mappa sismica INGV

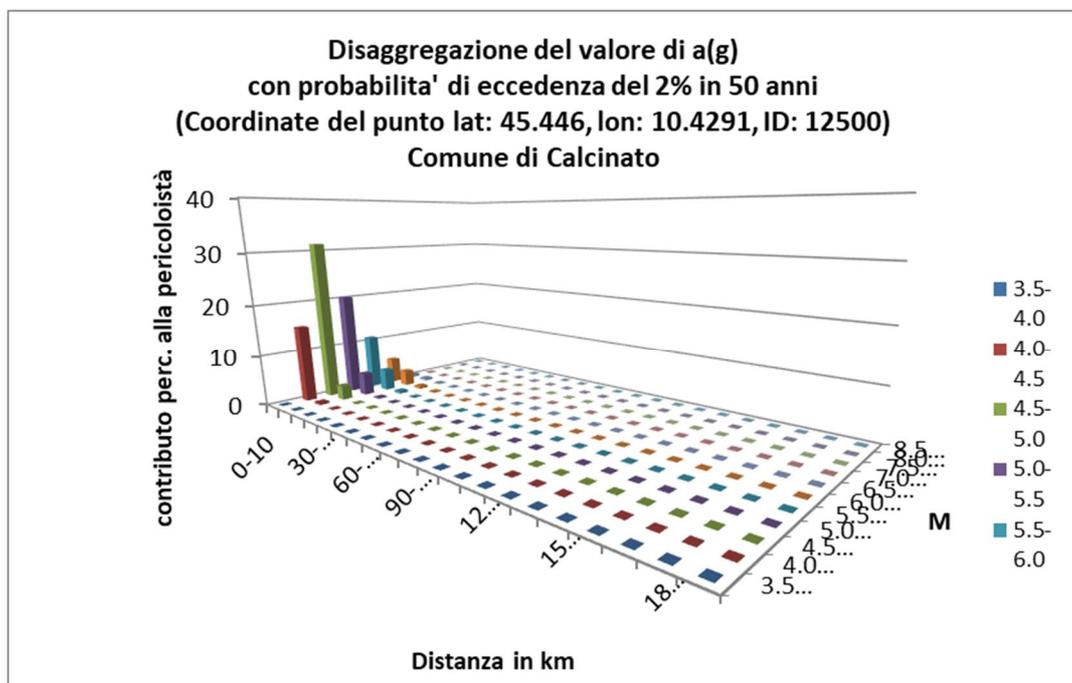


Figura 7-2: Contributi specifici magnitudo-distanza alla pericolosità sismica – Calcinato (BS)

7.3. STABILITÀ DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE

Alla luce delle informazioni disponibili sulla profondità della falda considerata ($z > 15$ metri), nel caso in esame la verifica a liquefazione è da escludersi, come descritto da NTC08 7.11.3.4.2.

8. ANALISI DI STABILITÀ

8.1. INTRODUZIONE

Nell' intervento in esame è possibile individuare zone con presenza di scarpate in trincea, con altezze massime che si aggirano sui 2,4 metri. Si illustrano qui di seguito le valutazioni in base alle quali è stata eseguita l'analisi di stabilità delle sezioni in trincea a maggiore altezza di scavo (strade d'imbocco della rotatoria).

La pendenza delle scarpate individuate risulta essere molto bassa, si raccomanda comunque, in caso di eventuali variazioni delle scarpate in corso d'opera, di assumere una pendenza massima $H/B = 1/2$.

I criteri di analisi di stabilità descritti sono finalizzati a verificare le sezioni stradali in modo che rispondano al seguente requisito:

- Coefficienti di sicurezza nei confronti della stabilità globale adeguati, ovvero non inferiori a quelli minimi prescritti dalla normativa italiana vigente.

8.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

8.3. STRATIGRAFIA E PARAMETRI DI PROGETTO

Le analisi di stabilità, realizzate in condizioni statiche e sismiche, sono state effettuate considerando la stratigrafia ed i parametri di resistenza seguenti.

Informazioni sulla falda sono descritte al paragrafo 5.

Terreno scarpata (trincea) e sottofondo

h = fino alle massime profondità indagate

$$\gamma_t = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 32^\circ$$

$$c' = 0$$



8.4. CRITERI DI VERIFICA

Per le verifiche di stabilità della scarpata si fa riferimento alle NTC08, constatando che sia rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche di stabilità del rilevato sono state effettuate secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2) (NTC08 6.8.6 e 7.11.6) tenendo conto quindi dei seguenti coefficienti parziali:

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{dk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Il coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di opere in materiali sciolti e fronti di scavo è pari a $\gamma_r = 1.1$. In accordo con il manuale di progettazione – corpo stradale di RFI, paragrafo 3.8.1.3.4.3, per le azioni sismiche si assumono coefficienti parziali sulle azioni pari a 1 e il coefficiente di combinazione ψ per il carico variabile da traffico stradale a 0.2.

Gli effetti dell'azione sismica sono stati analizzati con il metodo pseudostatico, rappresentando l'azione sismica con un carico statico equivalente costante nel tempo e nello spazio e proporzionale al peso del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza vengono espresse come:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

Dove W è il peso del volume di terreno potenzialmente instabile, mentre k_h e k_v sono coefficienti sismici pari a:

$$k_h = \beta_s \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

β_s è un coefficiente riduttivo dell'accelerazione massima attesa in sito, i cui valori sono riportati in tabella 7.11.I delle NTC08.

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Le verifiche di stabilità sono state condotte con l'impiego del software ParatiePlus sviluppato da CeAS s.r.l. Tale programma permette verifiche di stabilità attraverso analisi statiche e pseudostatiche, studiando l'effettivo meccanismo di rottura e individuando il piano di rottura per via diretta riducendo la resistenza del materiale fino a che non avvenga il collasso. Il fattore di sicurezza viene calcolato confrontando la resistenza critica con la reale resistenza del materiale.

8.5. CONDIZIONI DI CARICO

Si considera un carico accidentale in condizioni statiche a monte della scarpata

Condizioni statiche: $q = 10 \text{ kPa}$

Per quanto riguarda le azioni sismiche, sulla base di quanto descritto al paragrafo 7.1 si ottengono i seguenti valori di k_h e k_v :

$$k_h = 0.27 \cdot 0.28 = 0.076 \quad (\beta_s = 0.28)$$

$$k_v = -0.0378$$

Il segno attribuito a k_v sta ad indicare il caso peggiore di forze sismiche rivolte verso l'alto. Si rileva che l'introduzione nelle verifiche di stabilità in condizioni sismiche della forza di inerzia verticale ha scarso impatto sui risultati conseguiti in termini di coefficienti di sicurezza, e comunque dal lato della sicurezza.

8.6. RISULTATI DELLE ANALISI

I risultati ottenuti sono riportati in **Figura 8-1** e **Figura 8-2**. I coefficienti di sicurezza ottenuti sono riportati in **Tabella 8-1**.

Si precisa che il calcolo è stato condotto introducendo i valori caratteristici degli angoli d'attrito.

Pertanto, la verifica è da ritenersi soddisfatta se il coefficiente di sicurezza risulta maggiore di

$$\gamma_R \cdot \gamma_\phi = 1.1 \cdot 1.25 = 1.375.$$

Tabella 8-1: Verifiche di stabilità, coefficienti di sicurezza

SEZIONE		FS
TRINCEA H = 2.4 metri	condizione statica	2.63 > 1.375
	condizione sismica	1.41 > 1.375

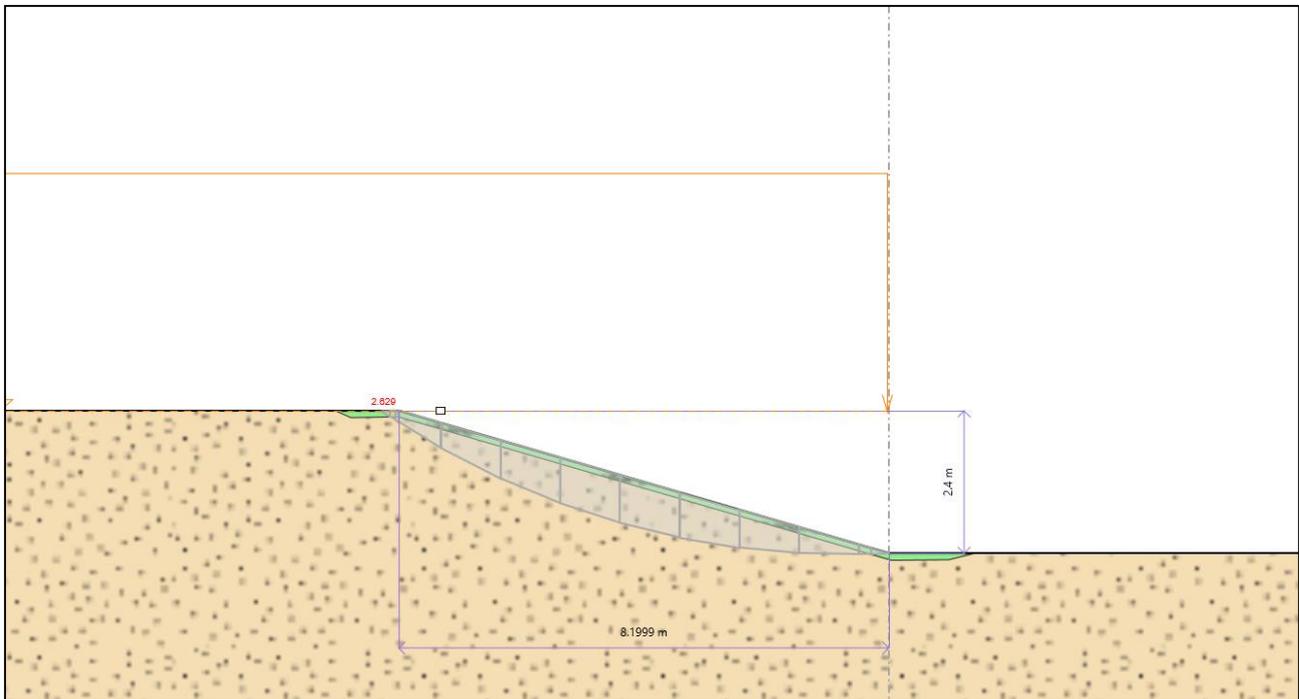


Figura 8-1: Verifica di stabilità sezione in trincea rappresentativa, condizione statica

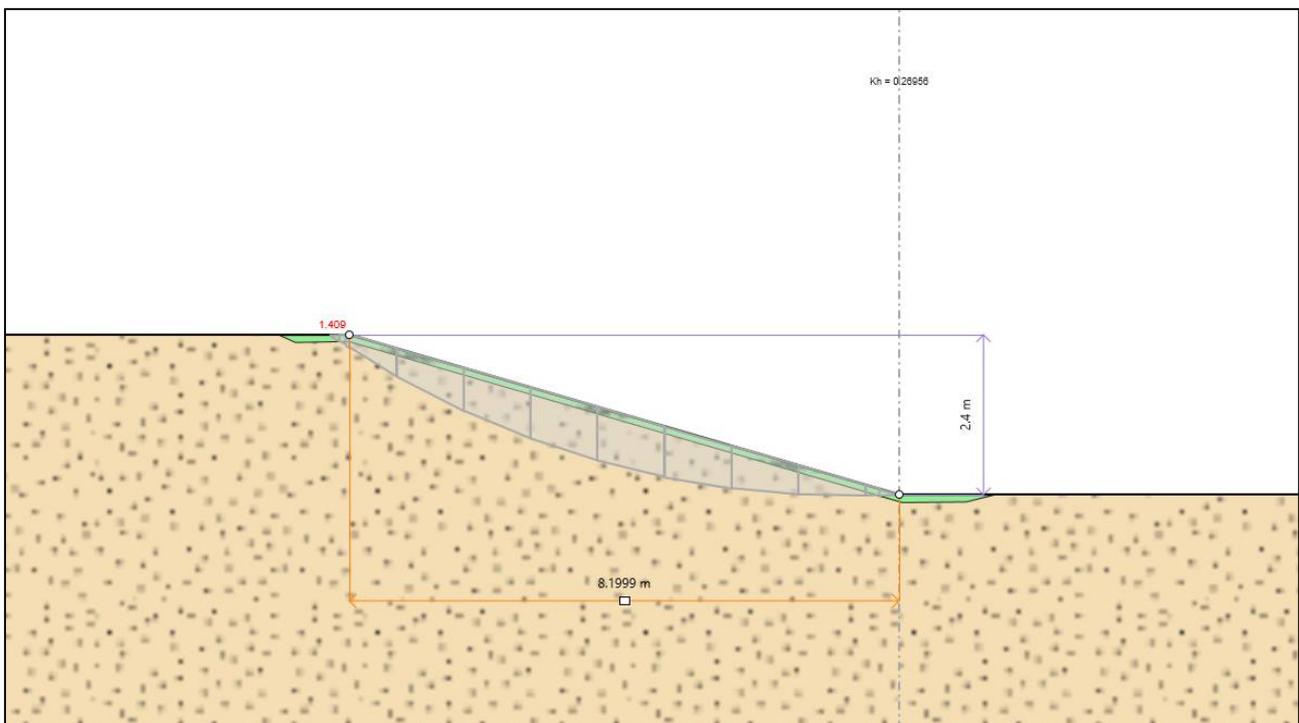


Figura 8-2: Verifica di stabilità sezione in trincea rappresentativa, condizione sismica

8.7. PIANI DI POSA

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RB IN Z30 0 001

Rev.
A

Foglio
19 di 23

In relazione alle caratteristiche granulometriche dei materiali degli strati più superficiali è presumibile che i moduli di elasticità misurabili in prove di carico su piastra al p.c. locale dopo la realizzazione dello scotico e del rinterro soddisfino i requisiti previsti nei capitolati. Sotto tali presupposti, verrà prevista l'asportazione del terreno agrario, a meno di differenti riscontri in sede costruttiva.

9. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Bolton, M.D., (1986) “The strength and dilatancy of sands”, *Geotechnique*, 36, 1, 65-78.

JAMIOLKOWSKI M., PASQUALINI E. (1979) “Introduzione ai diversi metodi di calcolo dei diaframmi con riferimento ai parametri geotecnici che vi intervengono e alla loro determinazione sperimentale” Atti Istituto Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino, n. 451.

Kayen R, Moss RES, Thompson EM, Seed RB, Cetin KO, Der Kiureghian A, Tanaka Y, Tokimatsu K (2013). “Shear-wave velocity-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 139: 407-419.

Ohta Y. and Goto N. (1978), “Empirical Shear Wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 6, pp 167-187

10. RISULTATI DELLE INDAGINI

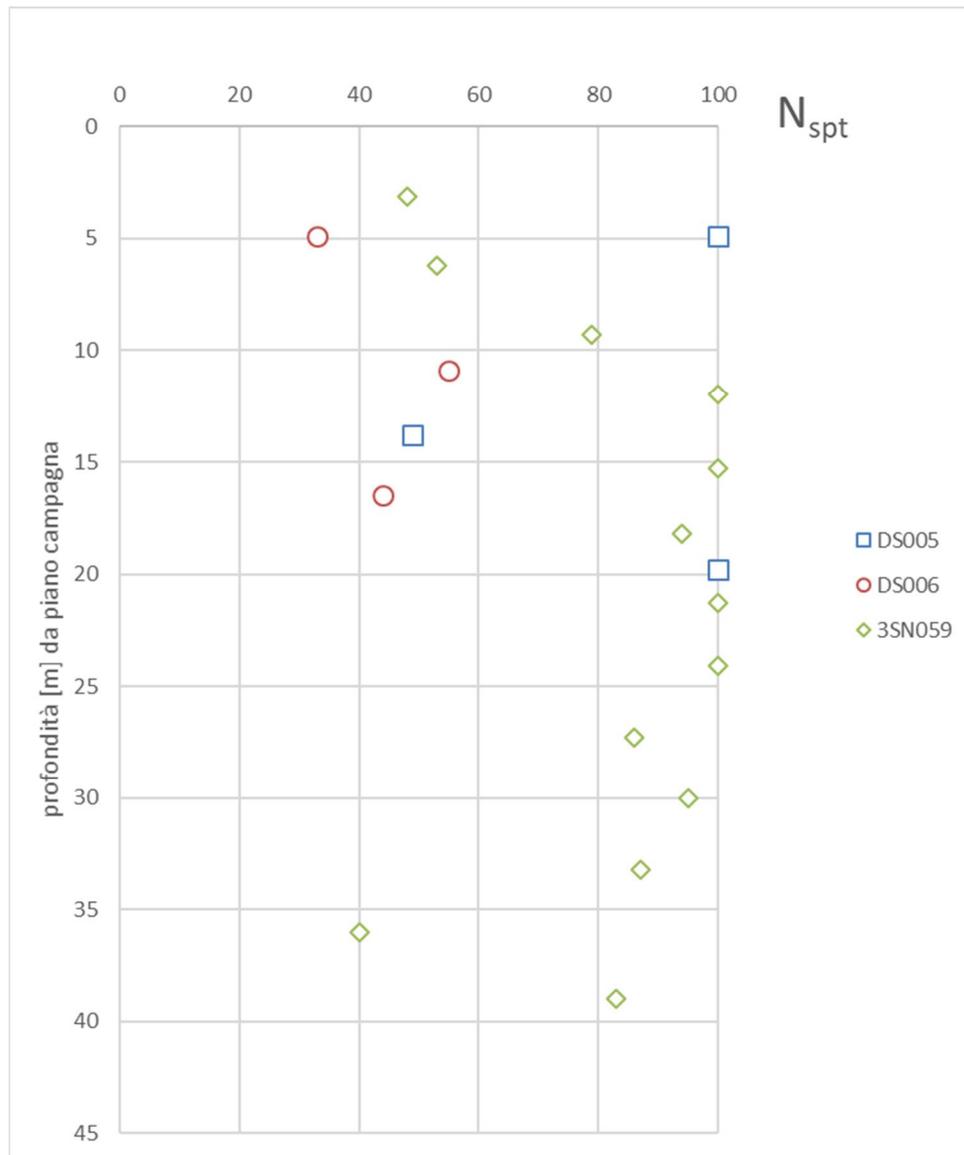


Figura 10-1: Andamento con la profondità di N_{SPT}

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RB IN Z30 0 001

Rev.
A

Foglio
22 di 23

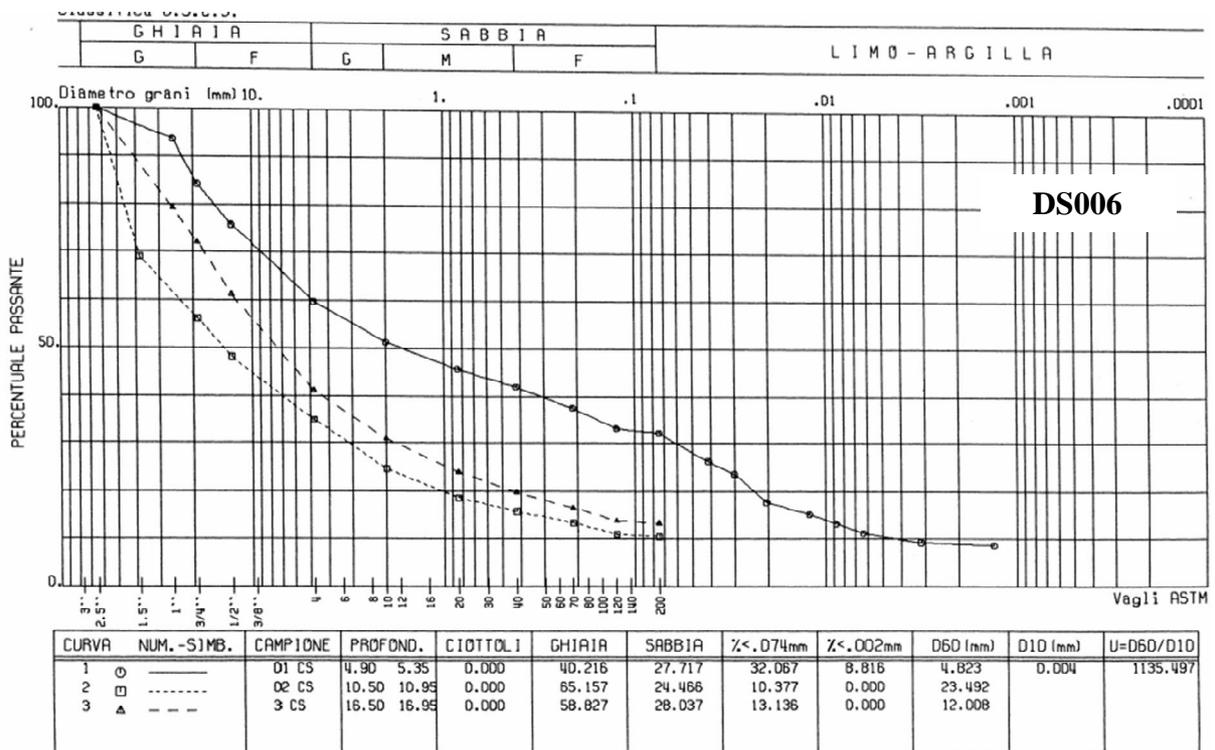
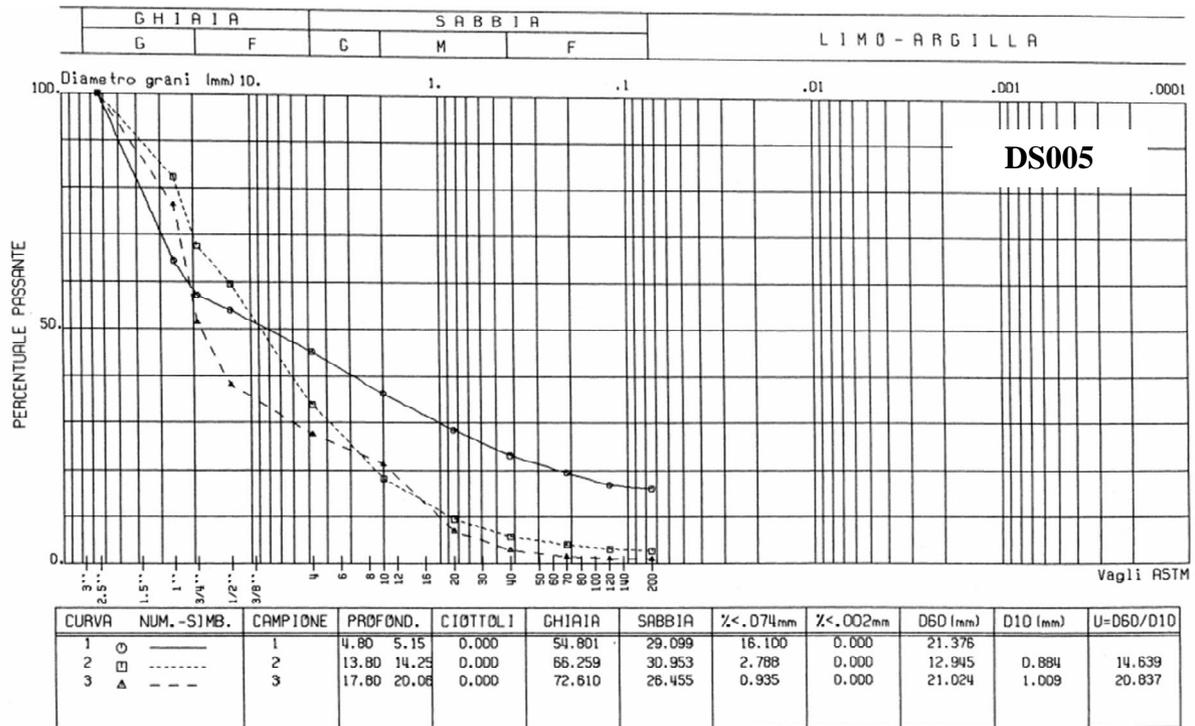


Figura 10-2: granulometrie rappresentative dei sondaggi di riferimento

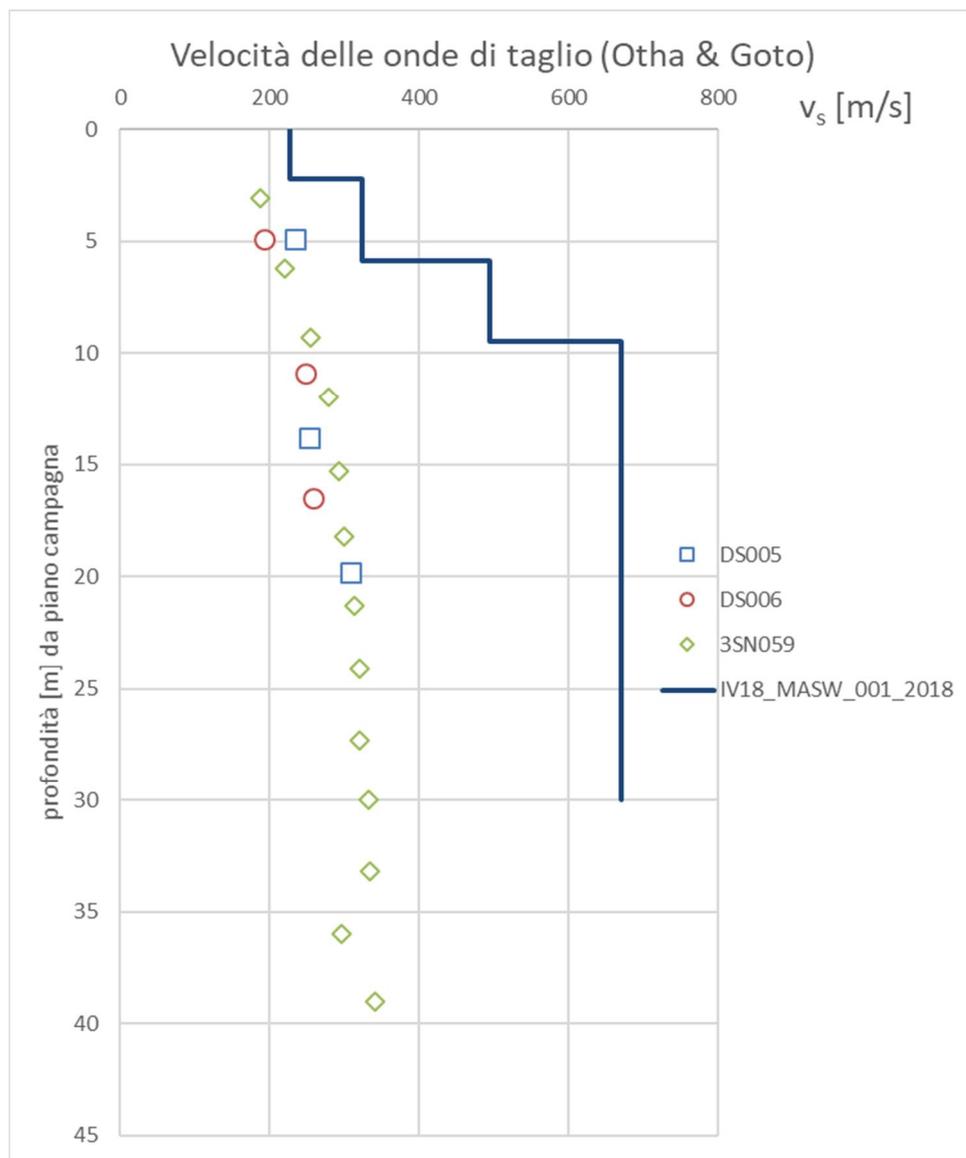


Figura 10-3: Andamento con la profondità della velocità delle onde di taglio

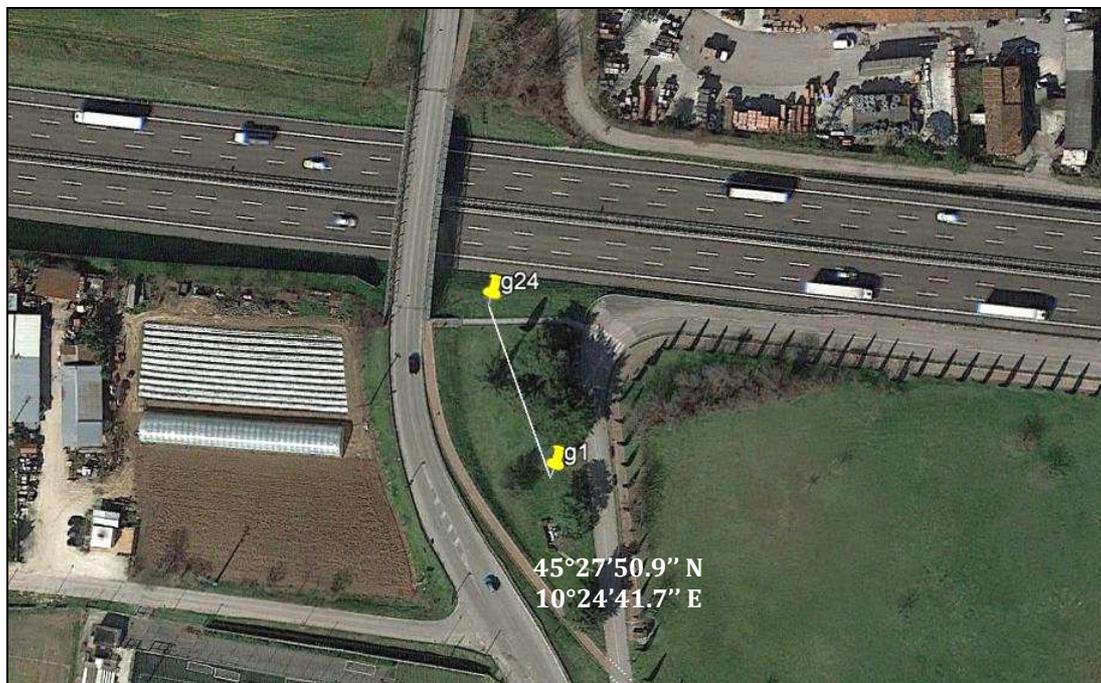
**LINEA AV/AC TORINO-VENEZIA
TRATTA MILANO-VERONA
LOTTO FUNZIONALE BRESCIA-VERONA**

**INDAGINI GEOGNOSTICHE INTEGRATIVE PER IL
PROGETTO ESECUTIVO**

**MASW IV18_MASW_001_2018
SINTESI DEI RISULTATI**



MASW IV18_MASW_001_2018



Masw IV18_MASW_001_2018- Ubicazione stesa Masw



Masw IV18_MASW_001_2018- Stesa sismica

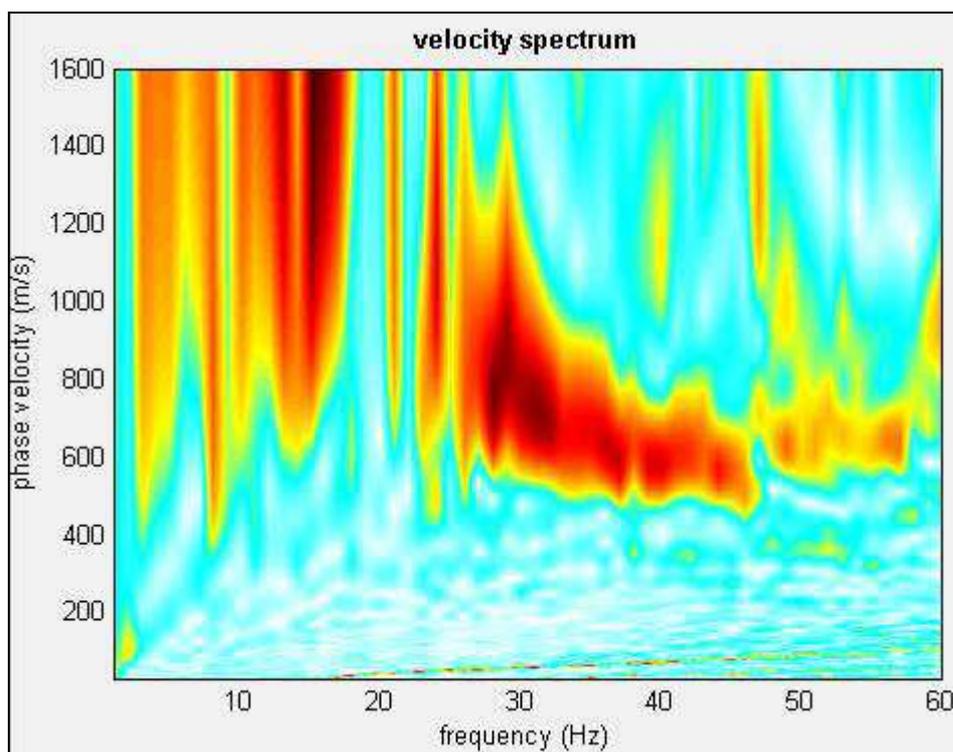


1. RISULTATI

L'analisi delle Onde di Rayleigh tramite metodo MASW, ha consentito di determinare gli spessori dei sismostrati e le relative velocità di taglio (V_s), come riportato in tabella e relativo diagramma, permettendo di calcolare il valore V_{S-EQ} per la sezione indagata.

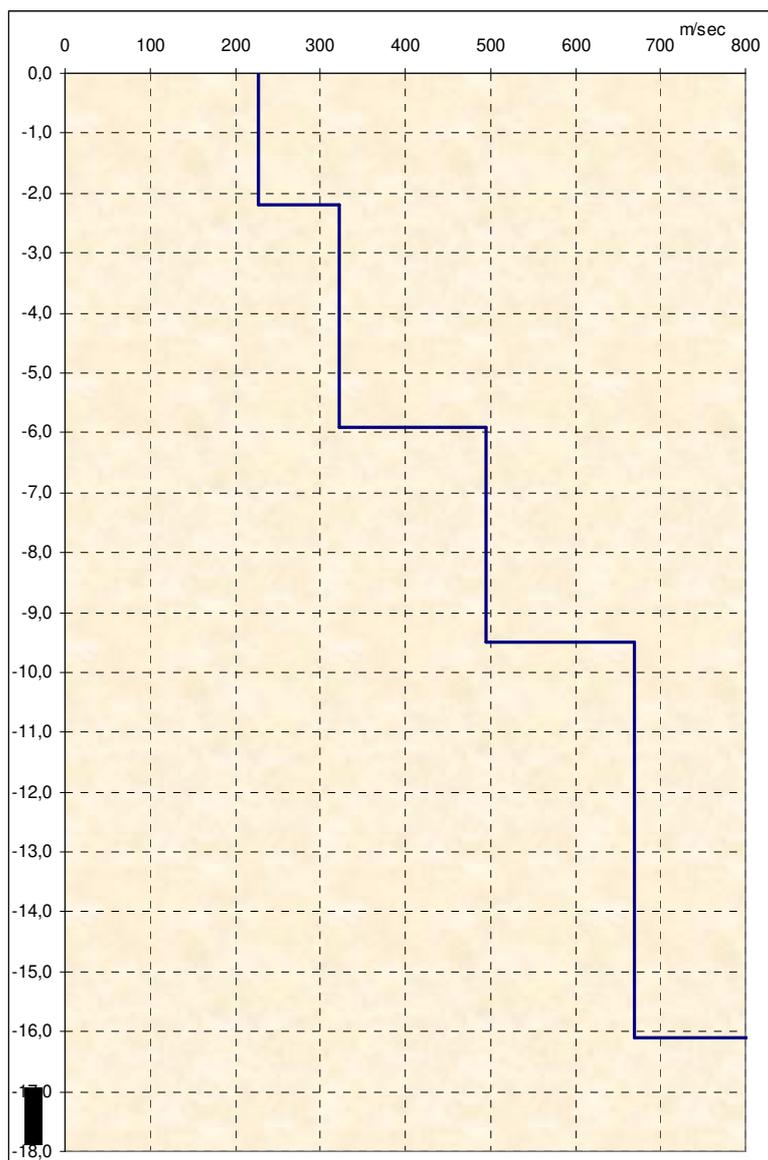
Per depositi con profondità H del substrato inferiore a 30 m da quota fondazioni (come nel caso in oggetto), la velocità equivalente delle onde di taglio V_{S-EQ} è definita dal parametro V_{S-30} , ottenuto ponendo $H = \text{profondità del bedrock sismico}$ e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità (N.T.C. 2018 3.2.2).

I valori di V_{S-EQ} sono quindi riferiti ai primi 16.10 m a partire da piano campagna.



Masw IV18_MASW_001_2018- Curva di dispersione

TABELLA SISMOSTRATIGRAFICA		
PROFONDITÀ DA P.C. (m)	SPESSORE (m)	VELOCITÀ ONDE S (m/sec)
-2,2	2,2	227
-5,9	3,7	323
-9,5	3,6	494
-16,1	6,6	670



Masw IV18_MASW_001_2018– Grafico velocità Vs profondità

Il valore V_{S-EQ} da piano campagna è **421 m/sec**.

Pertanto, la **categoria del litotipo equivalente è la B:**

“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.”