

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

INX9 - VIABILITA' DI CUCITURA PK 122+050

Relazione Geotecnica

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio (Ing. T. Taranta) Data: _____	Valido per costruzione Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	R B	I N X 9 0 0	0 0 1	A

PROGETTAZIONE							IL PROGETTISTA
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Data	
A	Emissione	Cardella	10.8.2018	Becci	10.8.2018	10.8.2018	
B							
C							

CIG. 751447334A

File: INOR11EE2RBINX900001A_02.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

CUP: F81H9100000008



INDICE

1.	LISTA GENERALE DEI SIMBOLI	3
2.	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	4
3.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
4.	INDAGINI ESEGUITE.....	5
5.	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	7
6.	CONDIZIONI DELLA FALDA	8
7.	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	9
8.	PROBLEMATICHE LEGATE AL SISMA	12
8.1.	DEFINIZIONE DEL SISMA DI PROGETTO	12
8.2.	VALUTAZIONE DELLA MAGNITUDO.....	13
8.3.	STABILITÀ DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE.....	14
9.	ANALISI DI STABILITÀ.....	18
9.1.	INTRODUZIONE.....	18
9.2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	18
9.3.	CARATTERISTICHE SEZIONE TIPO.....	18
9.4.	STRATIGRAFIA E PARAMETRI DI PROGETTO.....	19
9.5.	CRITERI DI VERIFICA	19
9.6.	CONDIZIONI DI CARICO.....	21
9.7.	RISULTATI DELLE ANALISI.....	21
9.8.	PIANI DI POSA.....	24
10.	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	25
11.	RISULTATI DELLE INDAGINI	26

1. LISTA GENERALE DEI SIMBOLI

γ	=	Peso dell'unità di volume totale
γ'	=	Peso di volume efficace del terreno
PI	=	Indice di plasticità
ϕ'	=	angolo di attrito interno
ν	=	Rapporto di Poisson
E'	=	Modulo di Young
E _u	=	Modulo non drenato
M	=	Modulo confinato
E _{ed}	=	Modulo edometrico
C _u	=	Resistenza al taglio non drenata
c'	=	Coesione in termini di tensione efficace
F _s	=	Fattore di sicurezza
σ'_p	=	Tensione di preconsolidazione
q _u	=	Capacità portante ammissibile
z	=	Profondità del piano campagna
K ₀	=	Coefficiente di spinta a riposo
K _a	=	Coefficiente di spinta attiva
OCR	=	Grado di sovra consolidazione
N _{spt}	=	Numero di colpi/30cm (Standard Penetration Test)
CPT	=	Prova penetrometrica statica
CPTU	=	Prova penetrometrica statica con piezocono
q _c	=	Resistenza di punta del penetrometro

2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Si prevede la ricucitura della viabilità poderale interferente con il tracciato ferroviario in progetto nell'area di Via Bornade in comune di Desenzano del Garda. Si realizza una nuova strada (asse A) che sovrappassi la galleria artificiale della linea ferroviaria e si colleghi poi con ad un nuovo tratto di strada (asse B) al fine di adeguare il collegamento tra Via Bornade e Via Grezze solo in corrispondenza della galleria, al fine di salvaguardare le alberature esistenti. La nuova ricucitura garantisce inoltre l'accesso ad un gruppo di case poste a Sud della linea AV alla pk 122+300. L'intersezione che si prevede è di tipo a T.

La nuova viabilità poderale, come accennato sopra, è costituita da due singoli tracciati:

- Asse "A": si sviluppa in affiancamento a sud della linea ferroviaria ed ha lunghezza pari a 325 m. L'asse ha inizio in corrispondenza di Via Bornade, nel punto in cui questa si sovrappone alle gallerie ferroviarie in progetto (gallerie artificiali di Lonato - GA06 e GA07) al Km 112+050 circa BP AV, si sviluppa verso est, terminando in corrispondenza della Strada Vicinale di San Pietro, della quale ne costituisce la "ricucitura".
- Asse "B": rappresenta invece la ricostituzione di Via Bornade al di sopra delle gallerie ferroviarie di nuova realizzazione. Si sviluppa sullo stesso tracciato attuale di Via Bornade ed ha lunghezza pari a 125 m.

Dal punto di vista progettuale la realizzazione del tracciato prevede zone in trincea, in rilevato e miste.

3. 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;

4. INDAGINI ESEGUITE

La zona dove viene a collocarsi la viabilità di interesse (da pk 121+950 a pk 122+300) risulta costituita geologicamente, come è possibile vedere in Figura 4-1 (stralcio della tavola relativa alla Sezione geologica ed idrogeologica della galleria di Lonato), da depositi di tipo glaciale e fluvioglaciale (sigla Lu di colore ciano). La formazione geologica è caratterizzata da percentuali rilevanti di ghiaie e sabbie con presenza minore di limi; la situazione è ben diversa nelle formazioni adiacenti, dove la presenza di terreni fini risulta mediamente maggiore dei terreni a grana grossa. Per tale motivo, nel seguente documento vengono presi in considerazione quei sondaggi prossimi alla strada di ricucitura d'interesse e che siano stati eseguiti in tale formazione di deposito. Tali sondaggi sono riportati nella Tabella 4-1. Nel corso dei sondaggi sono state effettuate prove penetrometriche SPT e prelevati campioni rimaneggiati.

Tabella 4-1

Sondaggio o Pozzetto (Denomin.)	Campagna d'indagine (1992-2002-2004)	Quota di Bocca foro (m slm.)	Lunghezza sondaggio (m)	Piezometro installato C=Casagrande TA=Tubo Aperto
DS019	1992	106.60	30	TA
DS149	1992	103.60	30	TA
S29XA202B169	2002	102.80	20	TA

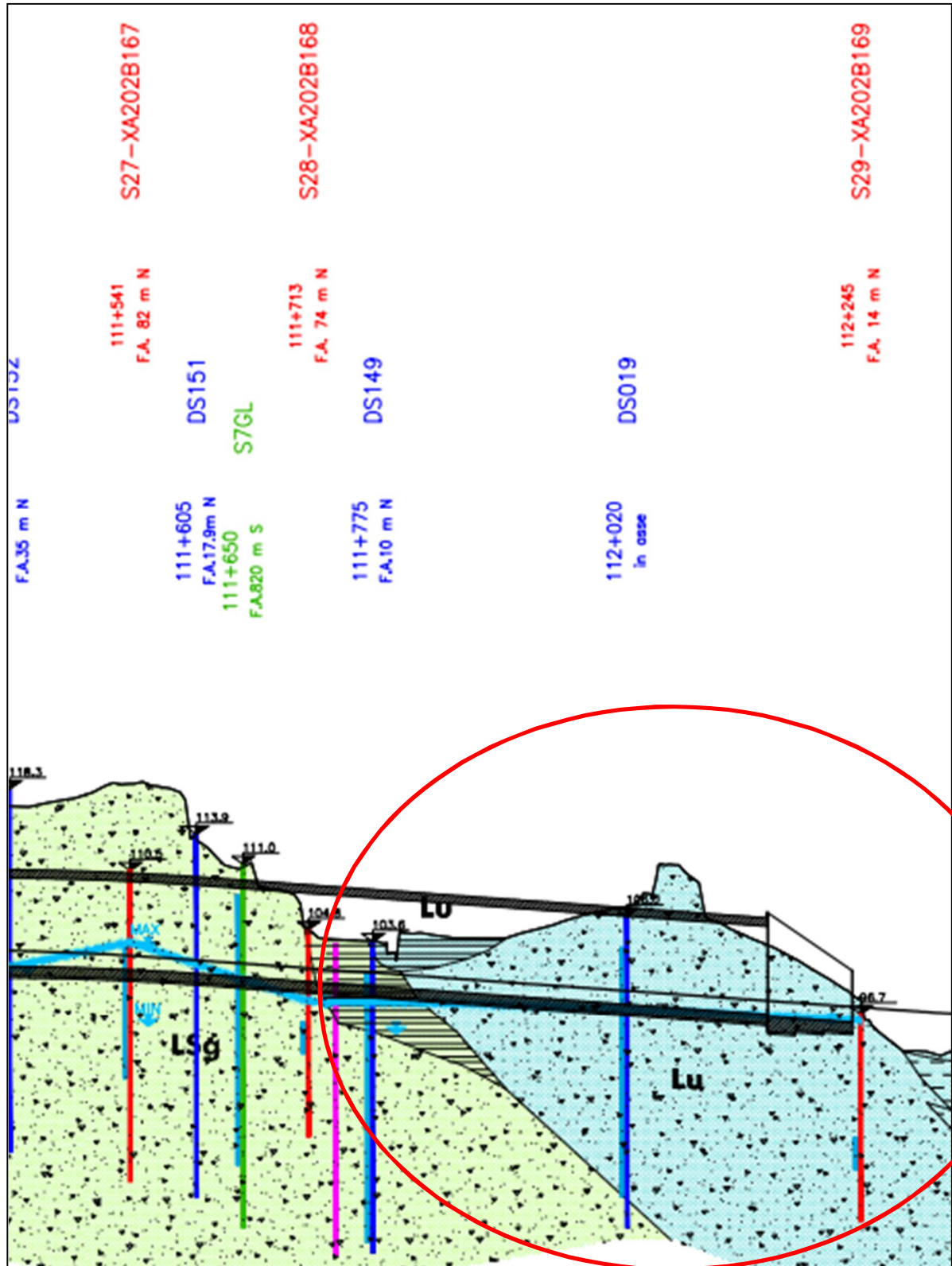


Figura 4-1. sezione geologica della zona (NB. le pk si riferiscono alla progettazione di PD)

5. 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 5-1**).

Tabella 5-1

Prova	Profondità da p.c. (m)	Descrizione
DS149	0.0 – 0.4	Terreno vegetale limo-sabbioso
DS019	0.0 – 0.5	
S29XA202B169	< 1.0	

6. CONDIZIONI DELLA FALDA

Nella Tabella 6-1 si riportano le soggiacenze della falda misurate nei sondaggi attrezzati con piezometri (vedi la Tabella 4-1) in prossimità o più prossimi all'opera in oggetto. In virtù delle quote rilevate e considerando anche le fluttuazioni di falda che si verificano, si assume il livello di falda a circa 8 metri di profondità, alla quota approssimata di +98 m slm.

Tabella 6-1

Sondaggio (Denomin.)	Pk	q.ta falda (m slm)		
		Medio	Massimo	Minimo
DS019	122+026	98.60	n.a.	n.a.
DS149	121+775	95.30	95.36	95.269
S29XA202B169	122+250	95.50	n.a.	n.a.

7. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Si riporta, in Tabella 7-1, 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 7-1

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)	-	21.0
e_0	-	0.3 ÷ 0.35
c'	-	
ϕ'	-	32°
k_0	-	0.5
OCR	3	Da >1 a 1
falda	+ 105.60 ÷ 108.60 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 5-1. La misura con prova MASW considerata (RI42_MASW_001_2018) eseguita a distanze modeste dall'area in esame riporta valori di velocità delle onde di taglio maggiori di 200 m/s.

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 N₁pt, 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 7-1, sempre tratta dal citato riferimento.

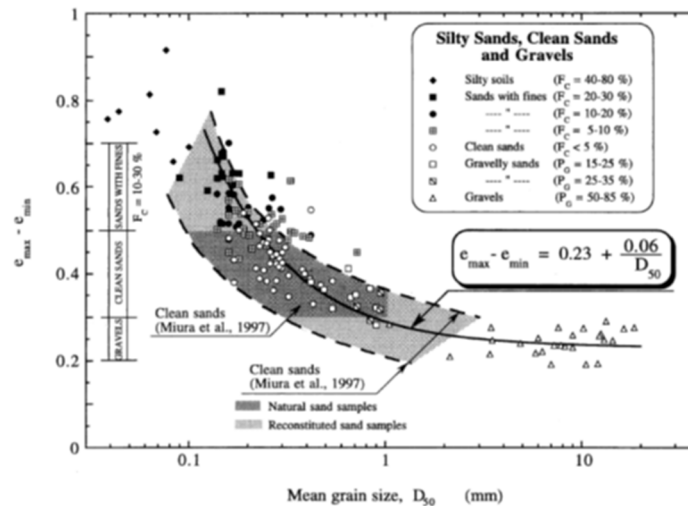


Table 2. Typical values of the void ratio range for silty sands, clean sands and gravels

Soil type	F_c (%)	P_0 (%)	$e_{max} - e_{min}$
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 7-1. 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 7-2.

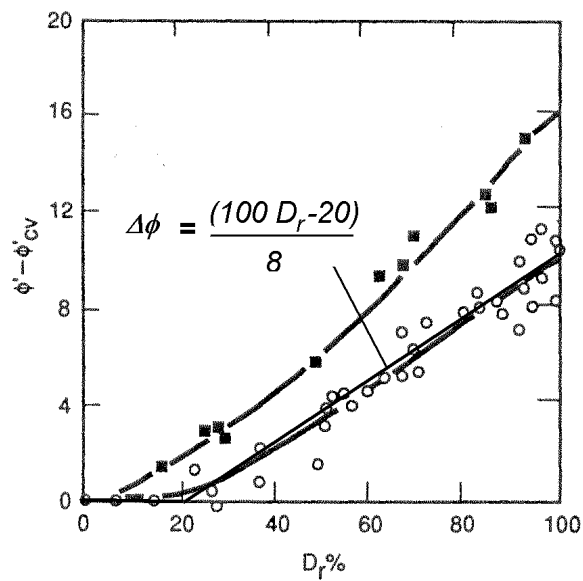


Figura 7-2: modificata da Fleming et al (1992)

8. PROBLEMATICHE LEGATE AL SISMA

8.1. 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 T_R (in anni), vale: $T_R(SLV) = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = 1424$ 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 di quanto indicato dall'indagine MASW, che indica una **categoria di sottosuolo tipo B**. Di seguito i parametri sismici, riferiti al comune di Desenzano del Garda (BS):

a_g	accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;		0.235 g
F_0	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale		2.459
T_c^*	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale		0.283 s
S_s	coefficiente di amplificazione stratigrafica	Cat B	1.168
C_c	coefficiente che modifica il valore del periodo T_c	Cat B	1.416
S_T	coefficiente di amplificazione topografica - pianura		1.00

Tabella 8-1. Parametri sismici di riferimento

Da cui, l'accelerazione massima risulta quindi: $a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 0.275g$

8.2. 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.

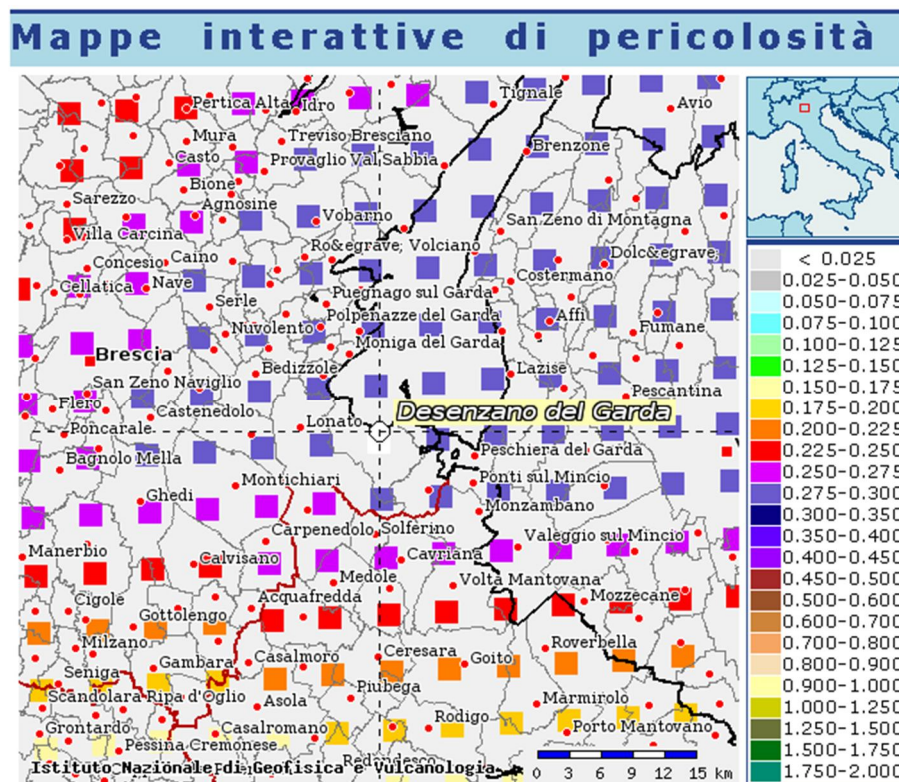


Figura 8-1: estratto mappa sismica INGV

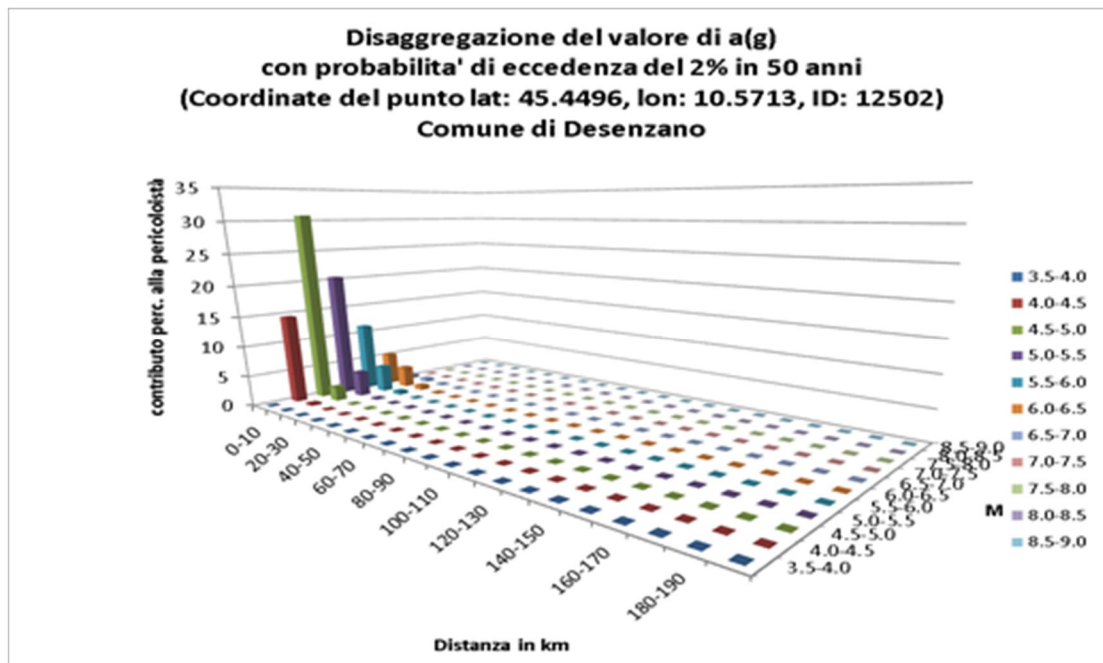


Figura 8-2: Contributi specifici magnitudo-distanza alla pericolosità sismica – Desenzano del Garda (BS)

8.3. STABILITÀ DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE

Dall'esame delle curve granulometriche caratteristiche in Figura 11-2, si osserva che solo parte di esse risultano esterne alla fascia indicata da NTC quale zona per la quale non solo da escludersi problemi di liquefazione.

Alla luce delle informazioni disponibili, nel caso in esame la verifica verrà condotta utilizzando come parametro caratteristico la velocità V_s delle onde di taglio, per le quali si assumeranno, cautelativamente, i valori correlati linearmente con la profondità (Figura 11-3), decisamente minori di quelli desunti dall'indagine MASW.

La procedura utilizzata è quella suggerita da Kayen et al. (2013), implementata ponendo conservativamente $M_w=5.5$.

Nella Tabella seguente si riportano i calcoli di dettaglio. Si osserva un coefficiente di sicurezza (CRR/CSR^*) minimo >1 , accettabile, anche alla luce del fatto che le V_s assunte sono un limite inferiore di quelle misurate in situ e considerano l'intera zona.

Cyclic Stress Ratio fully adjusted (CSR*) numeric results

Depth (m)	Weight (kN/m ³)	u_o (kPa)	σ_v (kPa)	σ'_v (kPa)	r_d -	CSR -	MSF -	$K\sigma$ -	CSR* -
1	19	0.00	19.00	19.00	1	0.181	1.35	1	0.134
2	19	0.00	38.00	38.00	1	0.180	1.35	1	0.133
3	19	0.00	57.00	57.00	1	0.179	1.35	1	0.133
4	19	0.00	76.00	76.00	1	0.177	1.35	1	0.131
5	19	0.00	95.00	95.00	1	0.175	1.35	1	0.130
6	19	0.00	114.00	114.00	0.99	0.172	1.35	1	0.127
7	19	0.00	133.00	133.00	0.99	0.168	1.35	1	0.124
8	19	0.00	152.00	152.00	0.99	0.163	1.35	1	0.121
9	19	9.81	171.00	161.19	0.98	0.167	1.35	1	0.124
10	19	19.62	190.00	170.38	0.97	0.168	1.35	1	0.124
11	19	29.43	209.00	179.57	0.97	0.168	1.35	1	0.124
12	19	39.24	228.00	188.76	0.95	0.166	1.35	1	0.123
13	19	49.05	247.00	197.95	0.94	0.163	1.35	1	0.121
14	19	58.86	266.00	207.14	0.92	0.160	1.35	1	0.119
15	19	68.67	285.00	216.33	0.91	0.157	1.35	1	0.116
16	19	78.48	304.00	225.52	0.89	0.155	1.35	1	0.115
17	19	88.29	323.00	234.71	0.87	0.153	1.35	1	0.113
18	19	98.10	342.00	243.90	0.85	0.153	1.35	1	0.113
19	19	107.91	361.00	253.09	0.84	0.152	1.35	1	0.113
20	19	117.72	380.00	262.28	0.82	0.153	1.35	1	0.113

Cyclic Resistance Ratio (CRR) numeric results

Depth (m)	V_s (m/s)	Fines %	n -	V_{s1} (m/s)	$CRR_{7.5}$ -	F.S.
1	200.00	15	1.50	300	4	2.00
2	200.00	15	1.27	255	4	2.00
3	200.00	15	1.15	230	4	2.00
4	200.00	20	1.07	214	4	2.00
5	200.00	15	1.01	203	4	2.00
6	200.00	15	0.97	194	4	2.00
7	210.00	15	0.93	196	4	2.00
8	220.00	15	0.90	198	0.191	1.58
9	230.00	15	0.89	204	0.201	1.62
10	240.00	10	0.88	210	0.212	1.70
11	250.00	15	0.86	216	0.224	1.80
12	260.00	30	0.85	222	0.236	1.92
13	270.00	15	0.84	228	0.25	2.00
14	280.00	15	0.83	233	0.266	2.00
15	290.00	15	0.82	239	0.283	2.00
16	300.00	15	0.82	245	0.301	2.00
17	310.00	15	0.81	250	0.321	2.00
18	320.00	15	0.80	256	0.343	2.00
19	330.00	30	0.79	262	0.367	2.00
20	340.00	40	0.79	267	0.394	2.00

Tabella 8-2. parametri di riferimento per verifica a liquefazione

Depth: profondità di riferimento.

u_0 : pressione interstiziale (kPa).

σ_v : pressione litostatica totale (kPa).

σ'_v : pressione litostatica efficace (kPa)

r_d : coefficiente di riduzione degli sforzi che tiene conto dei fenomeni di amplificazione sismica indotti dalla deformabilità del terreno.

CSR: rapporto di sforzo ciclico, calcolato secondo la formula:

$$CSR = \frac{\tau_{avg}}{\sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$

MSF: fattore di correzione per la magnitudo, che per Kayen et al. (2013) risulta pari a:

$$MSF = 15M_W^{-1.342}$$

$K\sigma$: risultati di prove cicliche in laboratorio mostrano che la resistenza alla liquefazione aumenta con l'aumentare delle pressioni di confinamento; questa crescita non è lineare, questo fattore è introdotto per tenere conto di ciò. Vista la profondità ridotta, tale fattore è stato assunto pari a 1.

CSR*: rapporto di sforzo ciclico corretto

n : fattore di normalizzazione per la velocità delle onde di taglio, si fa riferimento ad un valore di tensione litostatica equivalente, calcolato come:

$$n = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.25}$$

V_{s1} : velocità delle onde di taglio normalizzata tramite il fattore n .

$CRR_{7.5}$: rapporto di resistenza ciclica riferita alla magnitudo di riferimento di 7,5.

FS: fattore di sicurezza, dato dal rapporto tra la resistenza ciclica e lo sforzo ciclico, corretto secondo la magnitudo di riferimento:

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K\sigma$$

Nella figura seguente si riportano in forma grafica i risultati sopra calcolati; nel particolare, i valori assunti di V_S con la profondità (vedi Figura 11-3) sono:

$$V_S = 200 \text{ m/s}; 0 < z(m) < 6$$

$$V_S = (200 + 10z) \text{ m/s}; z(m) > 6$$

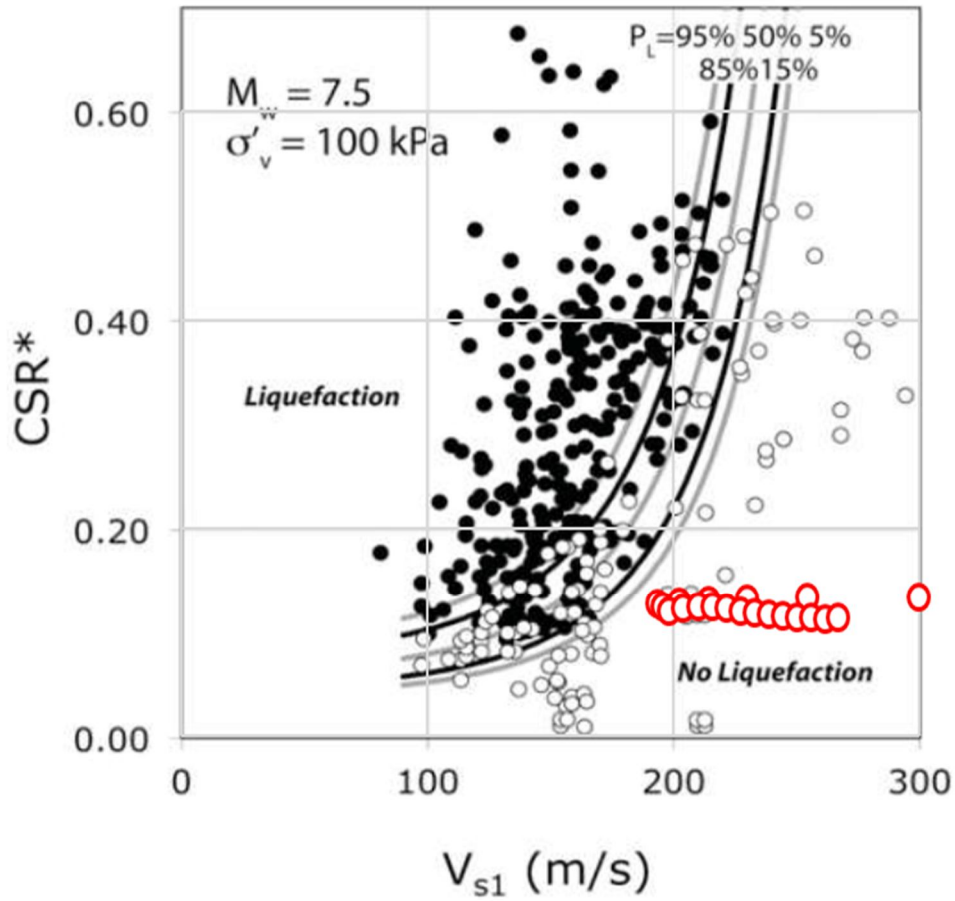


Figura 8-3: INX9 – verifica a liquefazione

9. ANALISI DI STABILITÀ

9.1. INTRODUZIONE

Il presente paragrafo illustra le valutazioni in base alle quali sono state eseguite le analisi di stabilità delle sezioni in trincea a maggiore altezza di scavo e di sezioni con presenza di rilevati. In particolare, le sezioni a scarpata più alta in trincea (sezioni lungo l'asse A rinominate A2 e A3) risultano essere in corrispondenza della galleria artificiale prevista al passaggio della linea ferroviaria AV.

È stata verificata inoltre la sezione A11 in mezzacosta che prevede la costruzione del ciglio sinistro della pavimentazione su rilevato ad altezza di circa 2 metri.

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.

Per la pendenza delle scarpate si assume un valore di $\frac{1}{2}$ sia per trincee che per rilevati.

9.2. 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.

9.3. CARATTERISTICHE SEZIONE TIPO

Il corpo stradale in progetto si sviluppa a tratti alterni in leggero rilevato (altezza massima di 2 metri), tratti in trincea (scavo massimo di circa 4 metri) e zone a caratteristica pseudo-pianeggiante o leggera mezzacosta.

La sezione tipo in rilevato è caratterizzata da una carreggiata larga 6.50m e da cigli laterali, in terreno vegetale, larghi 1.05m. Le scarpate sono modellate con pendenza $\frac{1}{2}$ e realizzate con rivestimento in terreno vegetale di spessore 0.30m.

Il piano di posa dovrà essere preparato mediante scotico della coltre vegetale di minimo 50cm, compattazione e successivo riempimento con materiale da rilevato.

La sezione tipo in trincea è caratterizzata da una carreggiata larga 6.50m e da cunette alla francese laterali, realizzate con elementi prefabbricati in calcestruzzo, larghe 0.75m. Le scarpate sono modellate con inclinazione variabile secondo la natura del terreno.

La pendenza trasversale della piattaforma, sia in rilevato che in trincea, è pari al 2.50%, con sagomatura a tetto.

9.4. 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. La falda è stata assunta a 8 m da p.c.

Terreno di rilevato: si assume $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$
 $\varphi' = 35^\circ$
 $c' = 2$

Strato 1: $h =$ fino alle massime profondità indagate
 $\gamma_t = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$
 $\varphi' = 32^\circ$
 $c' = 0$

9.5. 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_{Qs}	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.

9.6. CONDIZIONI DI CARICO

Il rilevato è soggetto al carico variabile da traffico stradale e dall'azione sismica.

Il carico in sommità alle scarpate è pari a 10 kPa, uniformemente distribuito su tutta la sommità del rilevato. In condizioni sismiche, viene applicato un coefficiente di combinazione ψ pari a 0.

Condizioni statiche: $q = 10$ kPa

Condizioni sismiche: $q = 0$ kPa

Per quanto riguarda le azioni sismiche, sulla base di quanto descritto al paragrafo 8.1 si ottengono i seguenti valori di k_h e k_v :

$$k_h = 0,275 \cdot 0,28 = 0,077 \quad (\beta_s = 0,28)$$

$$k_v = -0,0385$$

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.

9.7. RISULTATI DELLE ANALISI

Le verifiche sono state eseguite nelle condizioni più critiche, ovvero:

- rilevato con altezza approssimata a 1,8 metri (sezione A11).
- trincea con altezza di scavo approssimata a 3,90m (sezione A3).

I risultati ottenuti sono riportati in **Figura 9-1** e **Figura 9-2**. I coefficienti di sicurezza ottenuti sono riportati in **Tabella 9-1**.

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 9-1: Verifiche di stabilità, coefficienti di sicurezza

SEZIONE		FS
RILEVATO A11 H = 1,8 metri	condizione statica	1.78 > 1.375
	condizione sismica	1.55 > 1.375
TRINCEA A3 H = 3,88 metri	condizione statica	1.58 > 1.375
	condizione sismica	1.42 > 1.375

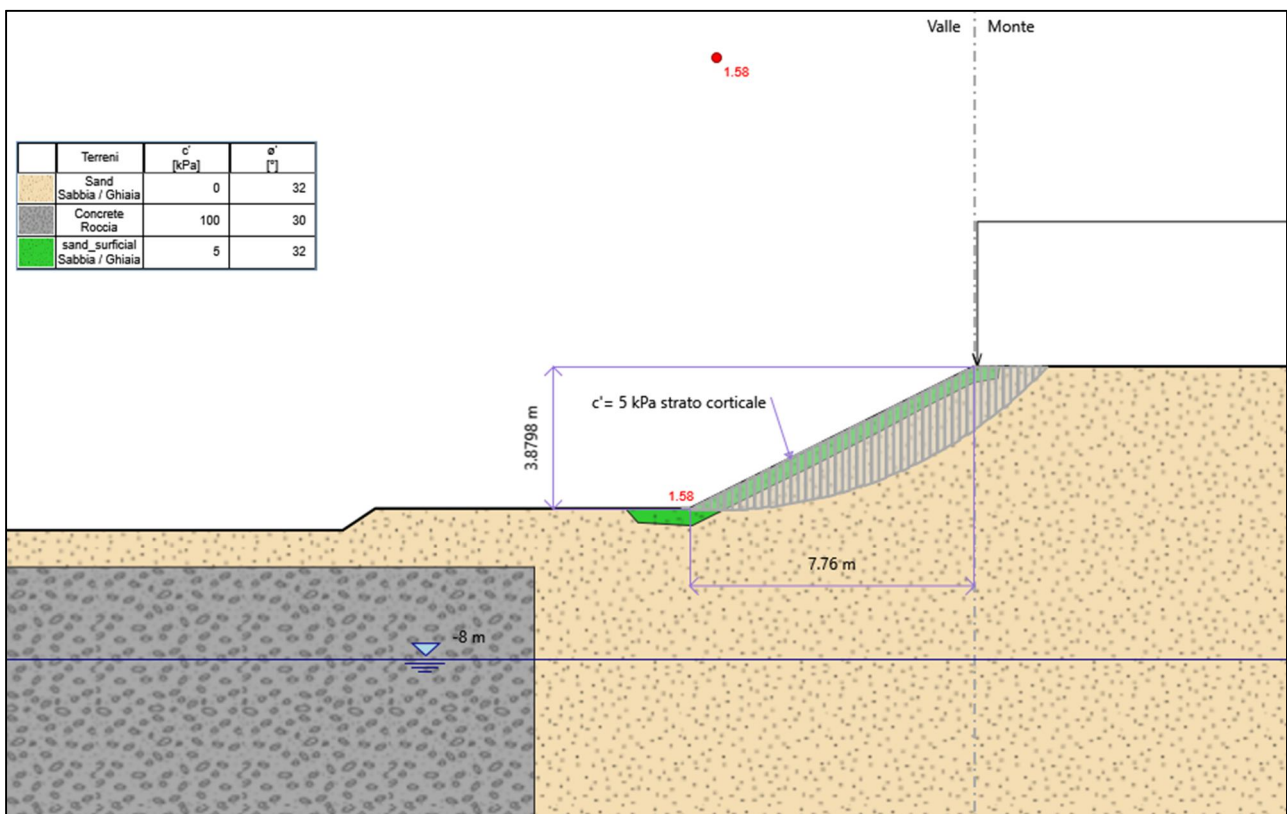


Figura 9-1: Verifica di stabilità sezione in trincea A3, condizione statica

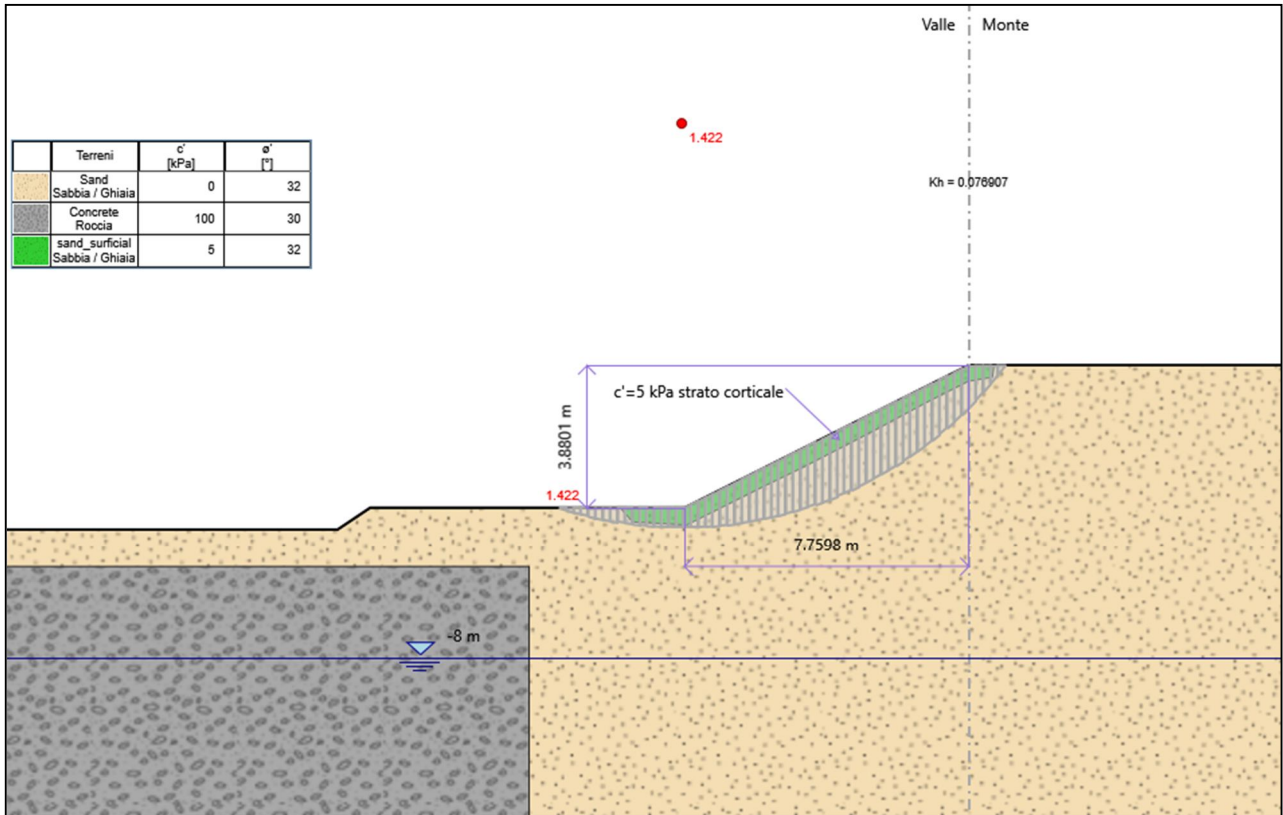


Figura 9-2: Verifica di stabilità sezione in trincea A3, condizione sismica

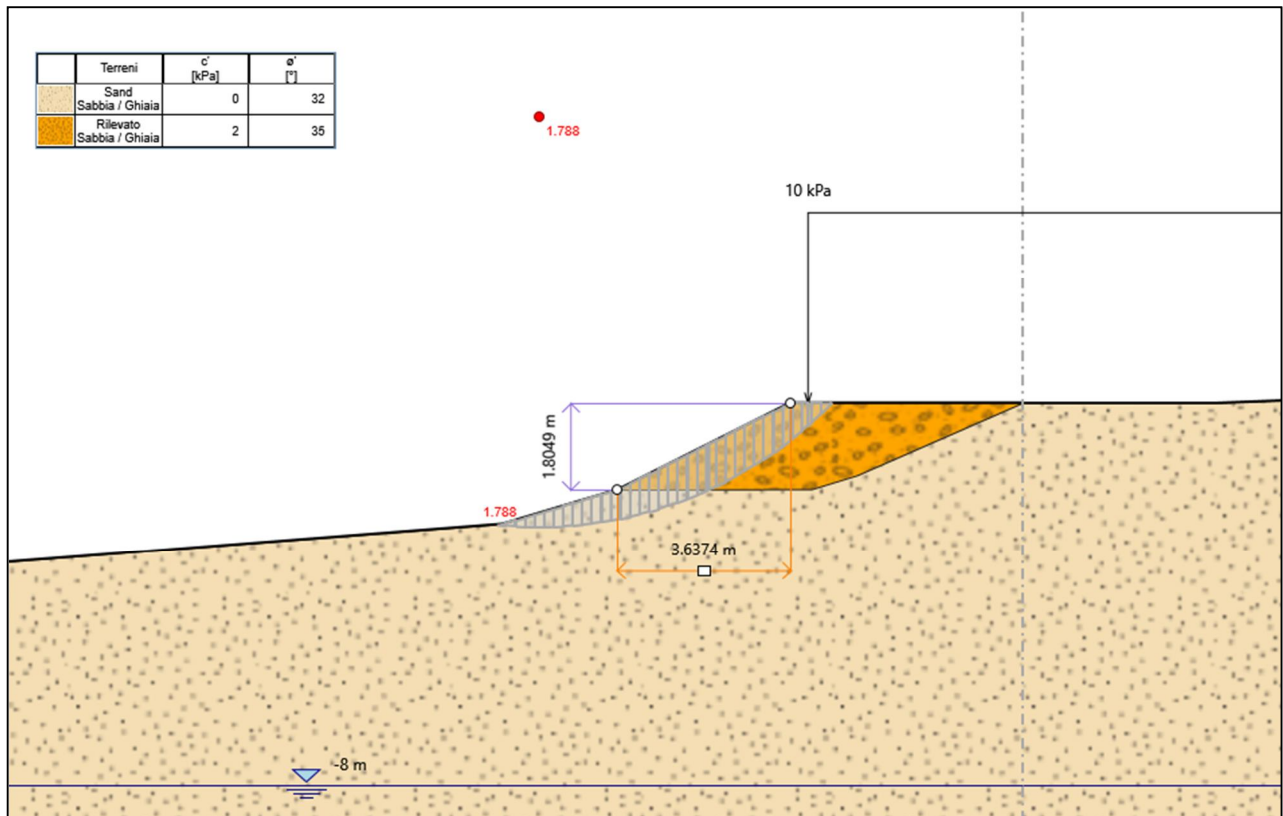


Figura 9-3. Verifica di stabilità sezione in mezzacosta A11, condizione statica

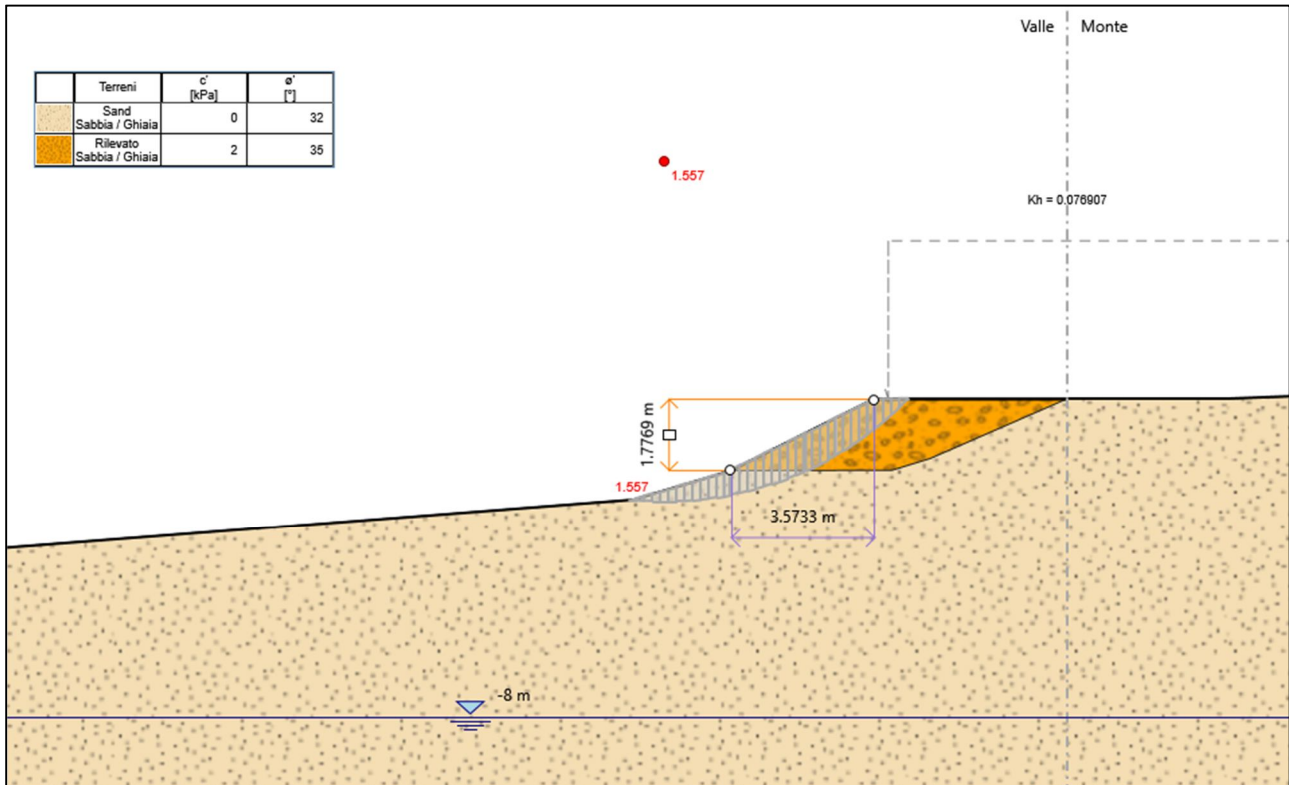


Figura 9-4. Verifica di stabilità sezione in mezzacosta A11, condizione sismica

Come si vede chiaramente da Figura 9-1 e Figura 9-2, la sezione indagata per il caso di tratto stradale in trincea (sezione A3) presenta inoltre la vicinanza alla galleria artificiale della linea ferroviaria AV; quest'ultima è stata inclusa nelle verifiche inserendo una zona ad elevati parametri di resistenza, a simulare la presenza di quest'opera. In questa situazione, nonostante l'inserimento di uno strato corticale sottile dotato di leggera coesione (atto a simulare inerbimento e copertura del rilevato) ciò che si desume dai risultati delle verifiche di stabilità è un valore cautelativo di pendenza di $\frac{1}{2}$.

9.8. PIANI DI POSA

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.

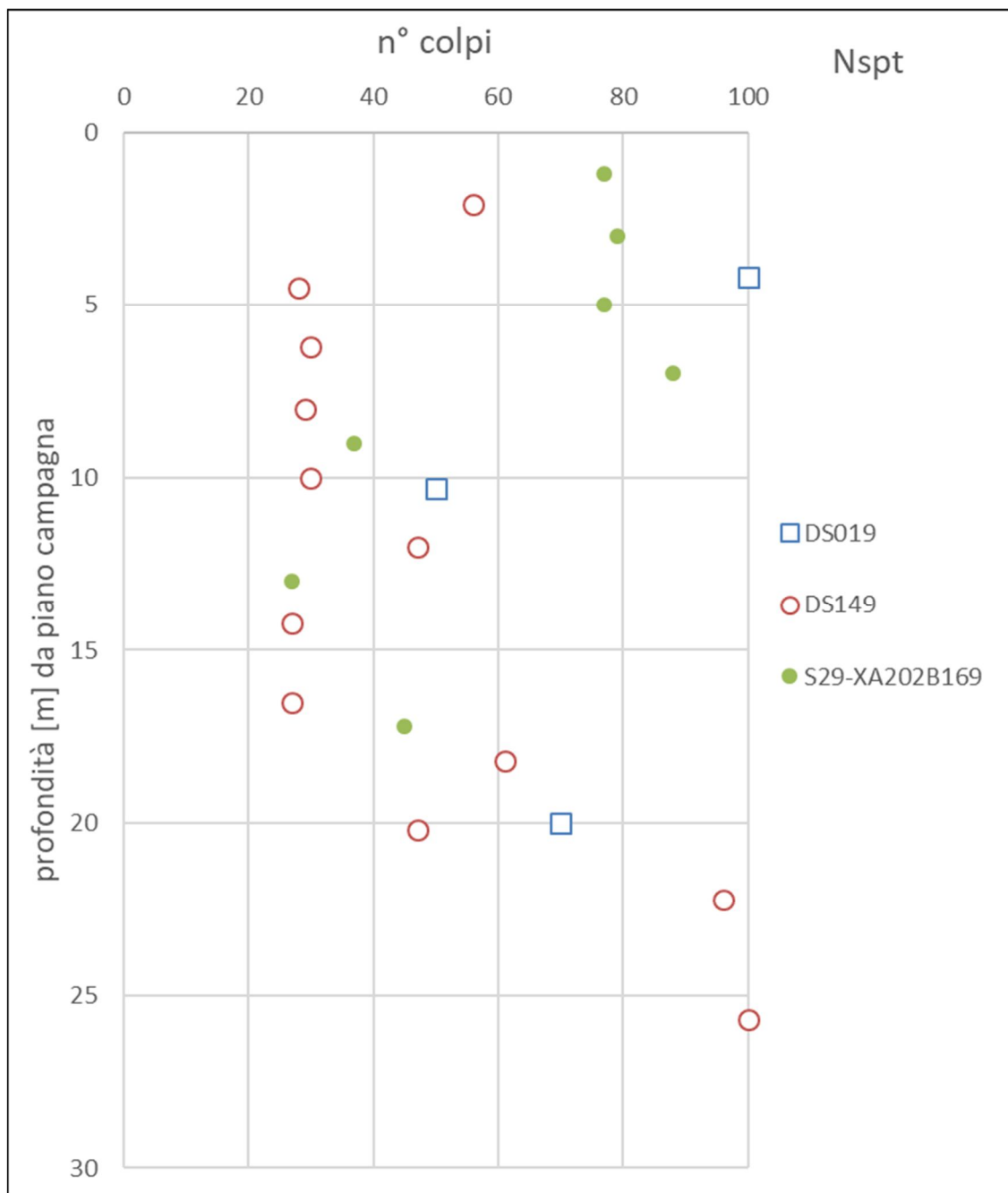
10. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

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

11. RISULTATI DELLE INDAGINI**Figura 11-1: Andamento con la profondità di N_{SPT}**

Doc. N.

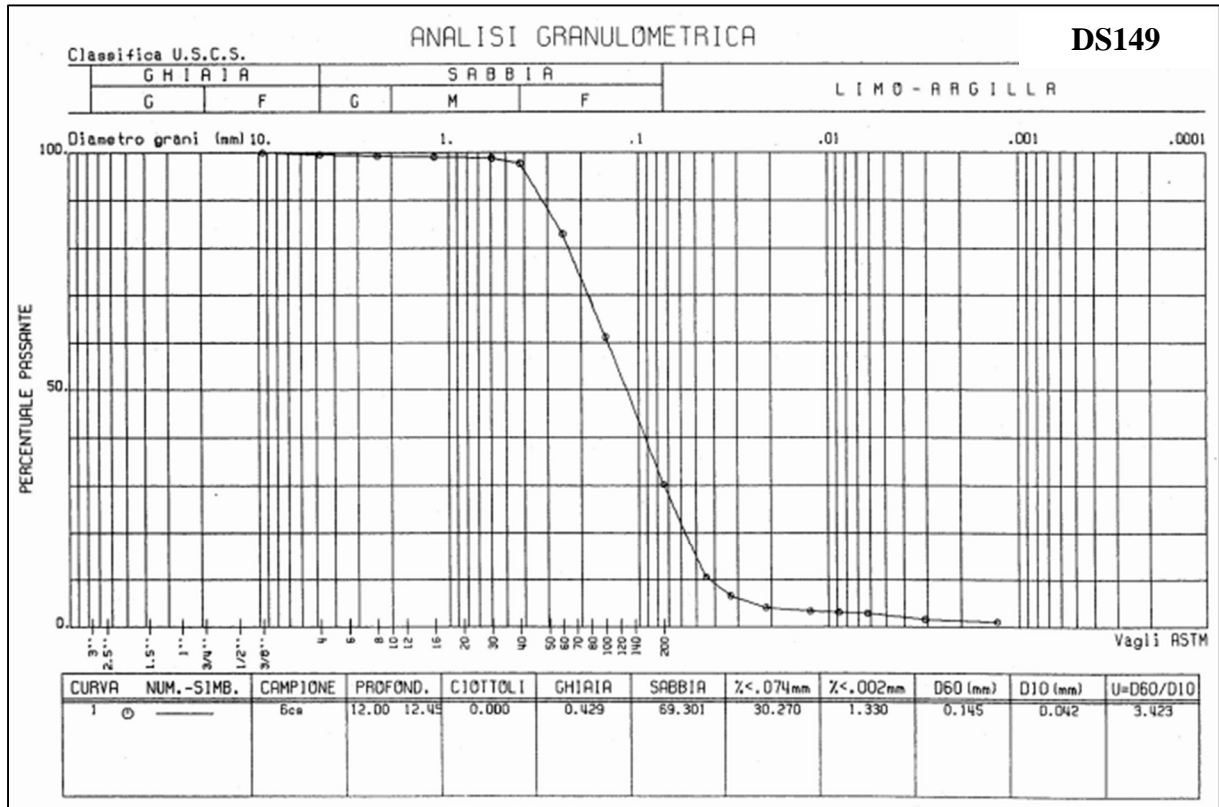
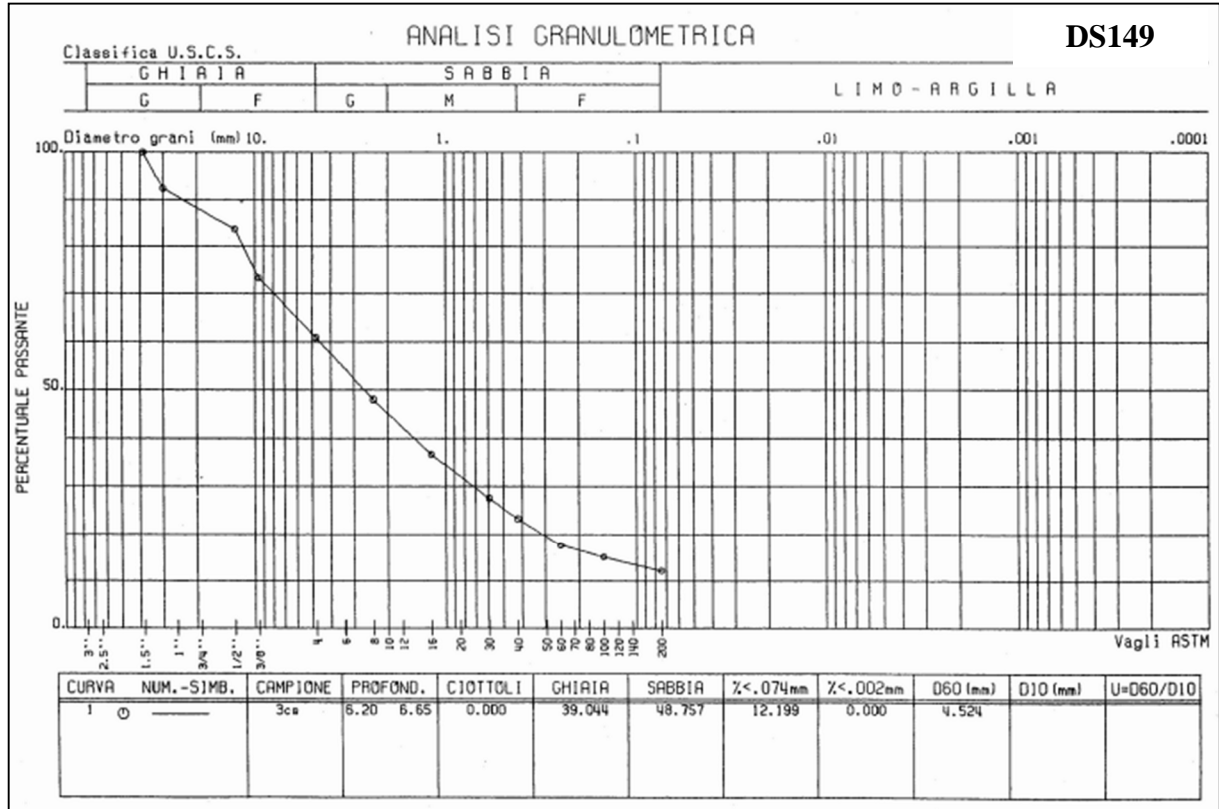
Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RB IN X90 0 001

Rev.
A

Foglio
27 di 29



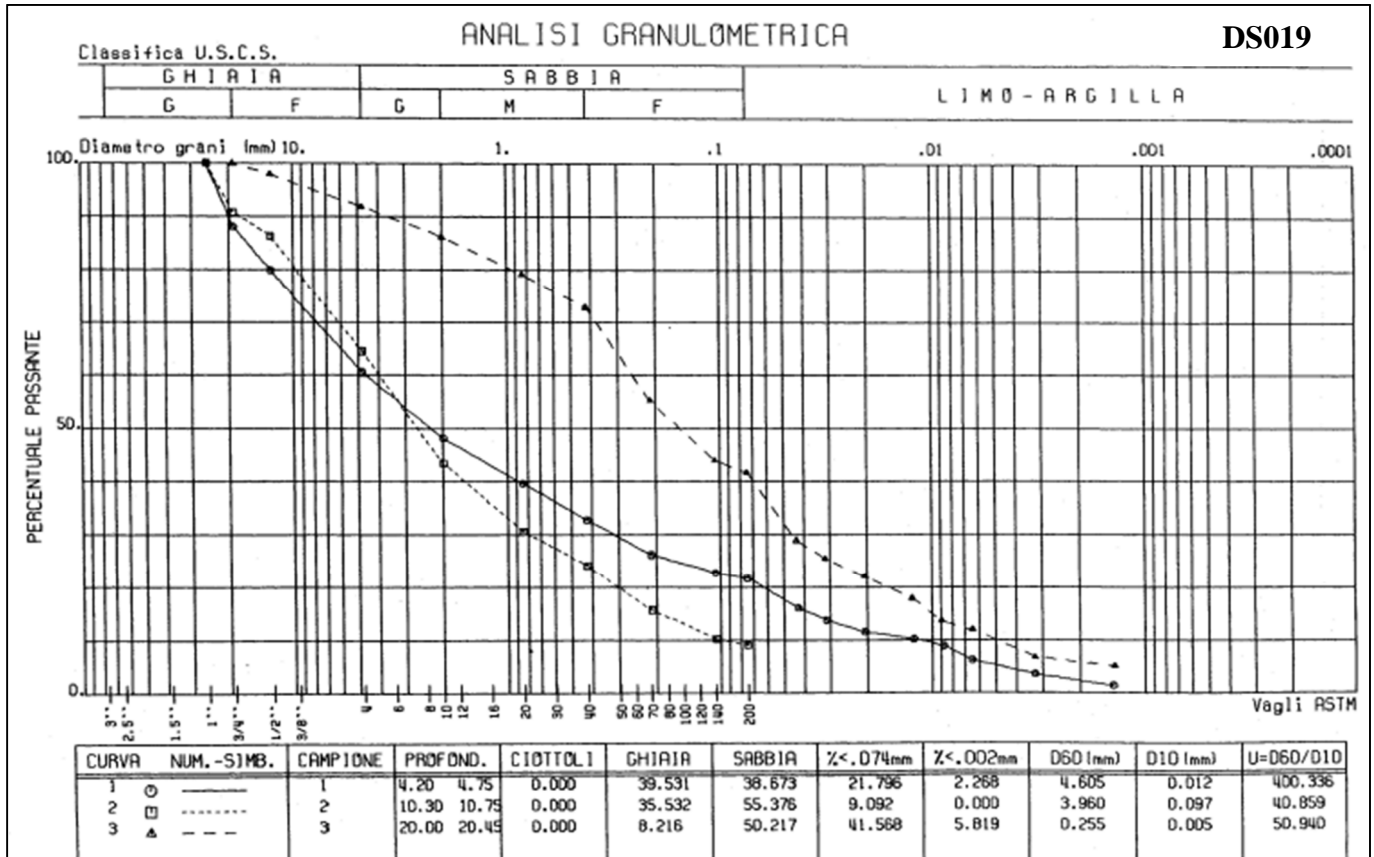


Figura 11-2: Determinazioni granulometriche caratteristiche

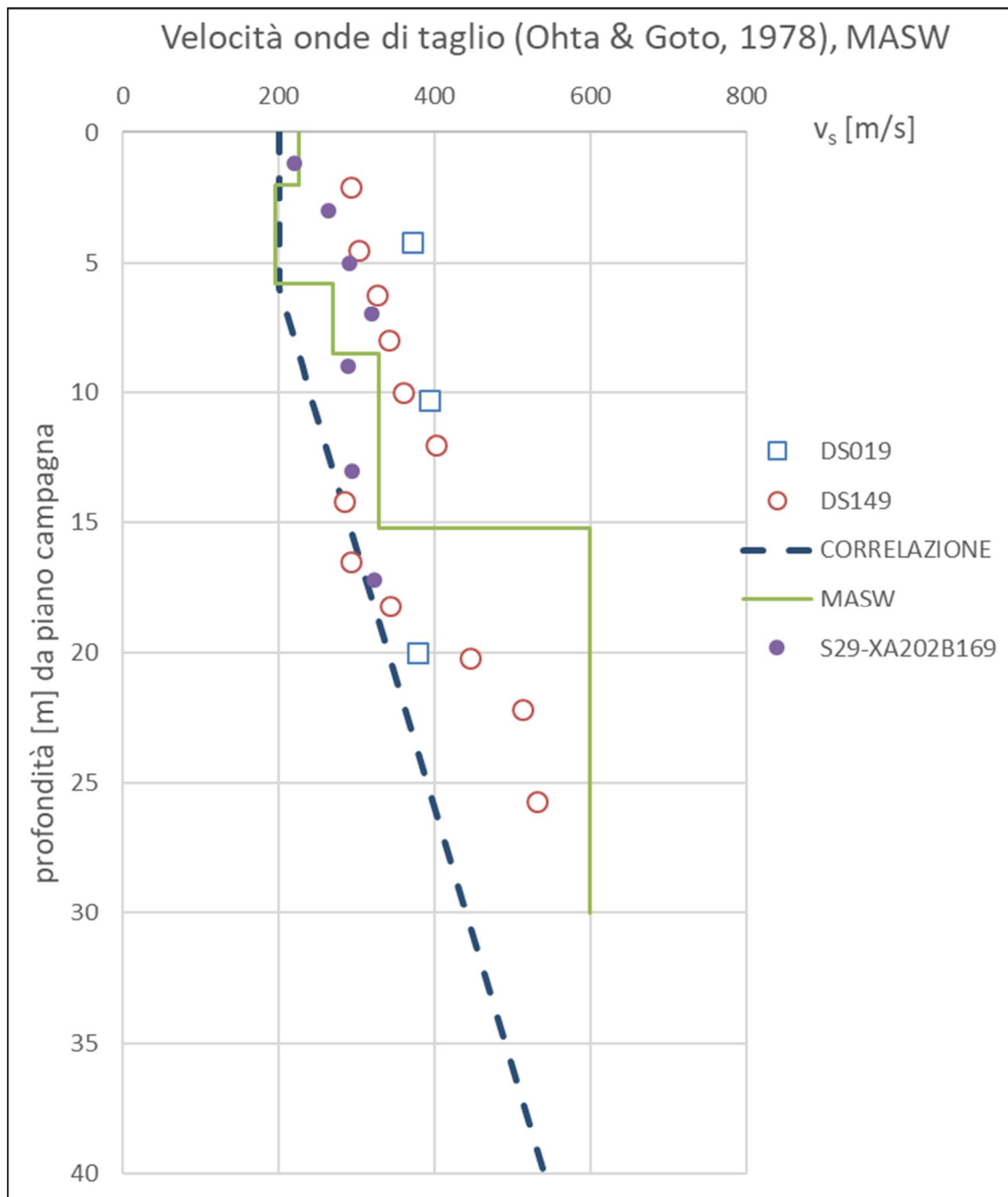


Figura 11-3: Andamento con la profondità della velocità delle onde di taglio