Città di Rapallo

RIQUALIFICAZIONE DEL GOLFO DI RAPALLO
con ripristino delle vie d'acqua di accesso
al Molo dei Primeri ed al Molo Duca degli Abruzzi

CUP J63H19000210002 - LOTTO 1

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

ELABORATO:	
ALL. 2.4	RELAZIONE GEOTECNICA

RIF: 18-050

REVISIONI	DATA	OGGETTO
00	09/2020	
01		
02		
03		

RED.: AF VER.: AR APPR.: GR

CAPOGRUPPO:

Dott. Geo. Debellis Giovanni

Geol. GIOVANNI DEBELLIS
Via Antica Romana Occidentale 3/4
16039 - Sestri Levante (GE)
T: +39 338-6079760 F: 0187-816486
gvdebellis@gmail.com
g.debellis@epap.sicurezzapostale.it

MANDANTI:

MarTech Marine Technical Systems
Viale Trieste, 65/i - 09123 Cagliari - Italy
Tel. +39 070 6848202 - Fax +39 070 6404743
www.martech.it e-mail: info@martech.it

SarLand Srls
ingegneria e architettura

COMMITTENTE:

Il R.u.p.

Geom. Marco GROSSO

Il presente progetto, o parte di esso, non può essere riprodotto in alcuna forma, in alcun modo e per nessuno scopo, senza autorizzazione.

1 PREMESSA:

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato, direttamente o indirettamente, dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta, influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale, in tal modo scaturito, si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare e il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e, quindi, fondazione-terreno.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO:

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

LEGGE n° 64 del 02/02/1974. "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";

D.M. LL.PP. del 11/03/1988. "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.";

D.M. LL.PP. del 16/01/1996. "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";

Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997. "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";

Eurocodice 1 - Parte 1 - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";

Eurocodice 7 - Parte 1 -"Progettazione geotecnica - Regole generali -.";

Eurocodice 8 - Parte 5 -"Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";

D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Circolare n. 7 del 21/01/2019

3 PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE SPT

- PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE SPT

Limiti della prova

La prova SPT è certamente la più diffusa tra le prove in sito per definire i parametri geotecnici dei terreni per via della semplicità esecutiva, la rapidità e il basso costo. L'interpretazione della prova in termini di parametri geotecnici viene effettuata mediante correlazioni empiriche bibliograficamente consolidate.

La prova si configura sostanzialmente come una prova di resistenza alla penetrazione nel terreno in condizioni non drenate. Il campo ideale di applicazione della prova è quello delle sabbie, prove condotte in terreni di granulometria grossolana forniscono informazioni incerte, così come deboli sono le correlazioni tra Nspt e i parametri di resistenza dei terreni fini e plastici; in questo caso, pur essendo accertato il legame tra Nspt e la resistenza al taglio non drenata "cu", i valori di quest'ultima, calcolati a partire da Nspt, rappresentano una stima di massima e vanno usati con estrema cautela e possibilmente solo nelle fasi preliminari della progettazione. Analoghe considerazioni sono applicabili ai valori dei Moduli E (di deformabilità) ed M (deformabilità in condizioni edometriche).

Resta, comunque, al di fuori di ogni possibile speculazione l'interpretazione della prova in termini di angolo di attrito effettivo.

Ciò premesso, si forniscono nel seguito le valutazioni effettuate in base ai valori di N1(60) (valore di Nspt corretto e normalizzato) ricavati.

Resistenza a taglio in condizioni non drenate cu

Tra le molte correlazioni proposte, spesso fonti di risultati contrastanti, si assume che la relazione tra cu e N sia del tipo:

$$cU = fi*N \quad (1)$$

dove *fi* è un fattore di correlazione dipendente dalla plasticità del terreno, compreso tra 4 e 6 (si veda ad esempio Stroud, 1974). Applicata questa, con riferimento al grafico dei risultati riportati nella

relazione geotecnica dove è evidente la dispersione dei risultati, è possibile definire un valore medio di *cu* = 75kPa a tutte le profondità.

Modulo di deformabilità

I valori di *E* ottenuti nei due casi sono praticamente coincidenti; sempre con riferimento all'elaborato geotecnico, il grafico mostra la distribuzione del valore medio di *E* al crescere della profondità del terreno; anche in questo caso, ovviamente, il trend è lo stesso e mediando i valori si ottiene *E* = 7MPa a qualsiasi profondità nell'intervallo 3m – 15m.

Altre correlazioni

Nspt – Modulo confinato,

$M = [(N1*10.46)+ 38]/10$ (MPa), Menzeback (2)

Si calcolano valori compresi tra 14 e 30MPa

Nspt – velocità delle onde di taglio Vs

$Vs = 56N_1^{0.25} * (\sigma_{vo})^{0.14}$ (m/s) Ohta e Goto, 1988 (3)

Si calcolano valori compresi tra 170 e 235m/s, che risultano minori dei valori calcolati dalle stese MASW alle stesse profondità.

Modulo di taglio iniziale Go

Si calcola da Vs con la relazione $Go = \rho Vs^2$ *(4)*

ELABORAZIONE RISULTATI PROVE SPT

SOND.	prof. (m)	wf[0] (m)	g (kN/m 3)	σvo (kPa)	σ'vo (kPa)	Nspt[1]	EN	(N1)60[2]	Dr (%)	Cu[3] (kPa)	E[4] (MPa)	E[5] (MPa)	M (MPa)	Vs (m/s)	Go (MPa)
S1	3,0	3,0	19,0	57,0	57,0	50,0	60,0	37,5		*187,5*	13,4	13,1	43,0	244,1	154,9
	6,0	3,0		114,0	84,6	29,0		21,8		*108,8*	8,5	8,3	26,6	225,1	131,7
	7,0	3,0		133,0	93,8	12,0		10,2		*51,0*	4,8	4,9	14,5	189,0	92,9
	13,6	3,0		258,4	154,4	22,0		18,7		*93,5*	7,5	7,4	23,4	235,8	144,6
	15,5	3,0		293,6	171,4	15,0		12,8		*63,8*	5,6	5,6	17,1	217,4	122,9
S2	3,0	3,0		57,0	57,0	12,0		10,2		*51,0*	4,8	4,9	14,5	176,3	80,8
	4,5	3,0		85,5	70,8	21,0		17,9		*89,3*	7,2	7,2	22,5	209,0	113,5
	6,0	3,0		114,0	84,6	12,0		10,2		*51,0*	4,8	4,9	14,5	186,3	90,2
S3	3,0	3,0		57,0	57,0	11,0		9,4		*46,8*	4,5	4,6	13,6	172,5	77,3
	4,5	3,0		85,5	70,8	22,0		18,7		*93,5*	7,5	7,4	23,4	211,4	116,2
	6,0	3,0		114,0	84,6	28,0		23,8		*119,0*	9,1	8,9	28,7	230,2	137,8
	7,5	3,0		142,5	98,4	26,0		22,1		*110,5*	8,6	8,4	26,9	230,8	138,5
	9,0	3,0		171,0	112,1	19,0		16,2		*80,8*	6,7	6,6	20,7	217,4	122,8
S4	3,0	3,0		57,0	57,0	30,0		25,5		*127,5*	9,6	9,5	30,5	221,6	127,7
	6,0	3,0		114,0	84,6	19,0		16,2		*80,8*	6,7	6,6	20,7	208,9	113,5
	8,8	3,0		167,2	110,3	15,0		12,8		*63,8*	5,6	5,6	17,1	204,4	108,6

NOTE

0) falda
1) Nel caso di Nspt a "rifiuto" si attribuisce il valore N = 100 colpi
2) Nspt corretto per granulometria, diametro del foro, lunghezza delle aste, energia di battuta, campionatore, carico litostatico
3) stima della coesione non drenata, da utilizzare con estrema cautela
4) Modulo E per sabbie argillose (Webb, 1970)
5) Modulo E per sabbie limose e limi (Bowles, 1996)
6)

TABELLA 1

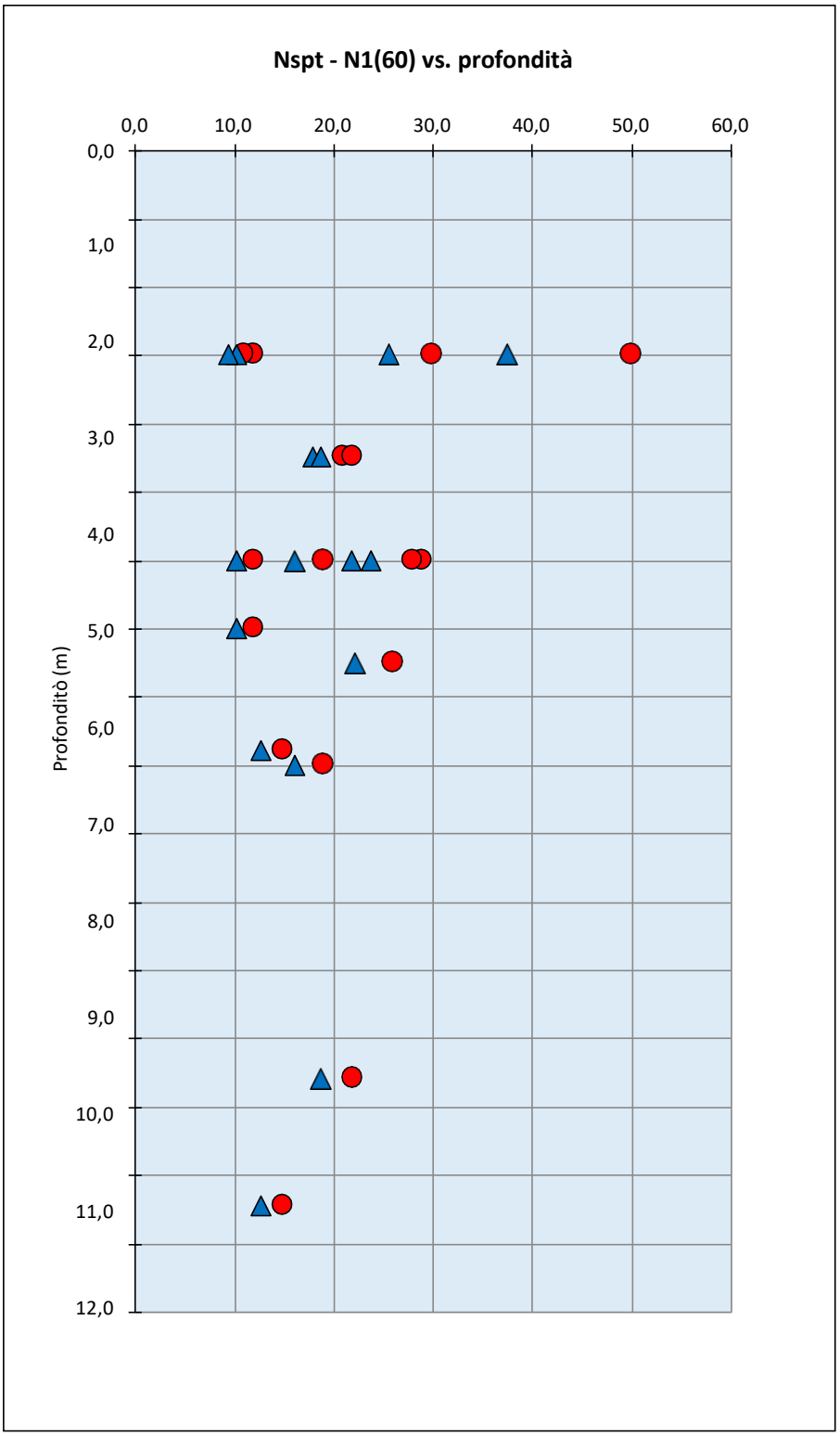

Nspt - N1(60) vs. profondità
0,0
10,0
20,0
30,0
40,0
50,0
60,0
0,0
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
8,0
9,0
10,0
11,0
12,0
Profondità (m)

FIGURA 1

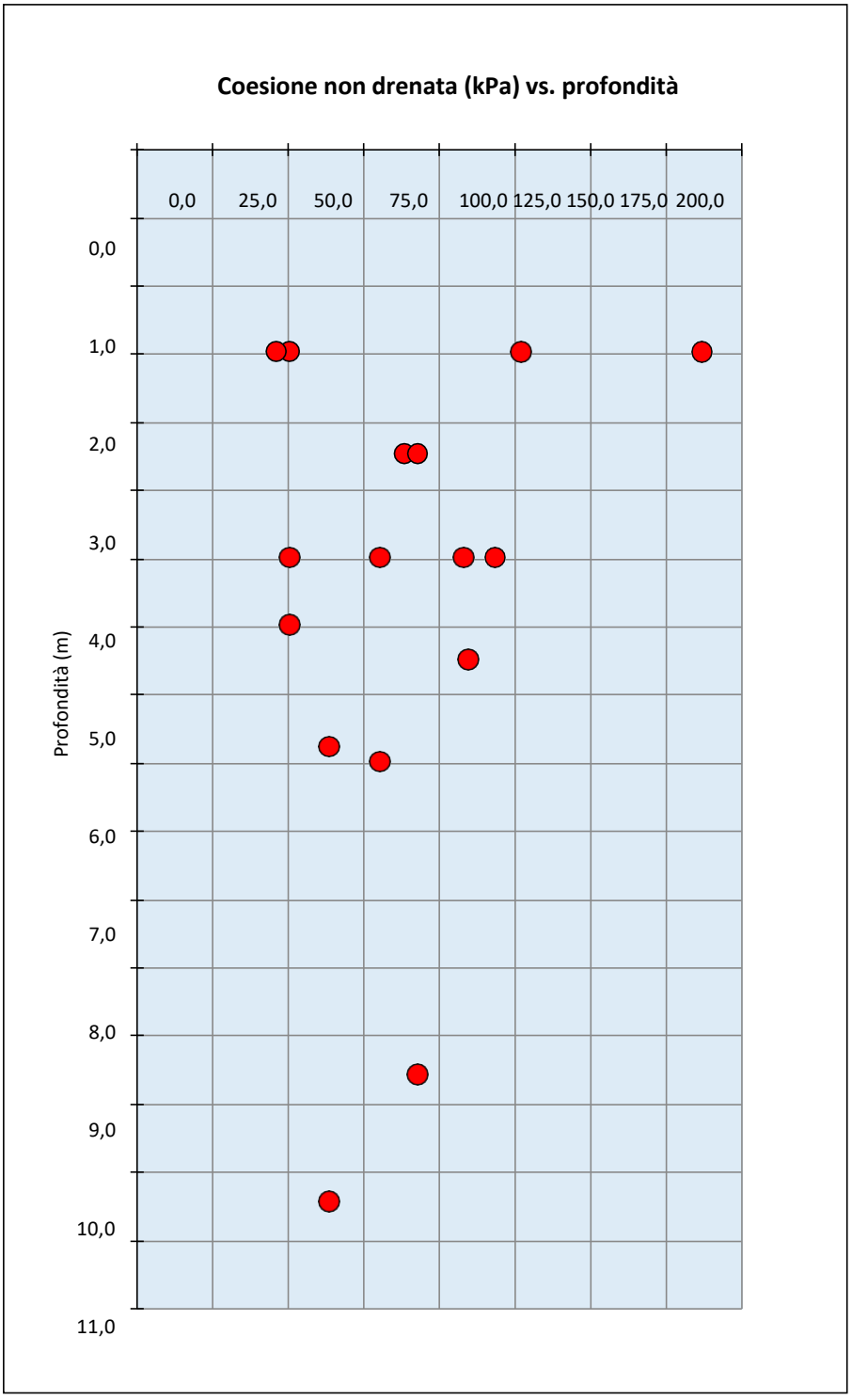

Coesione non drenata (kPa) vs. profondità
0,0
25,0
50,0
75,0
100,0
125,0
150,0
175,0
200,0
Profondità (m)
0,0
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
8,0
9,0
10,0
11,0

FIGURA 2

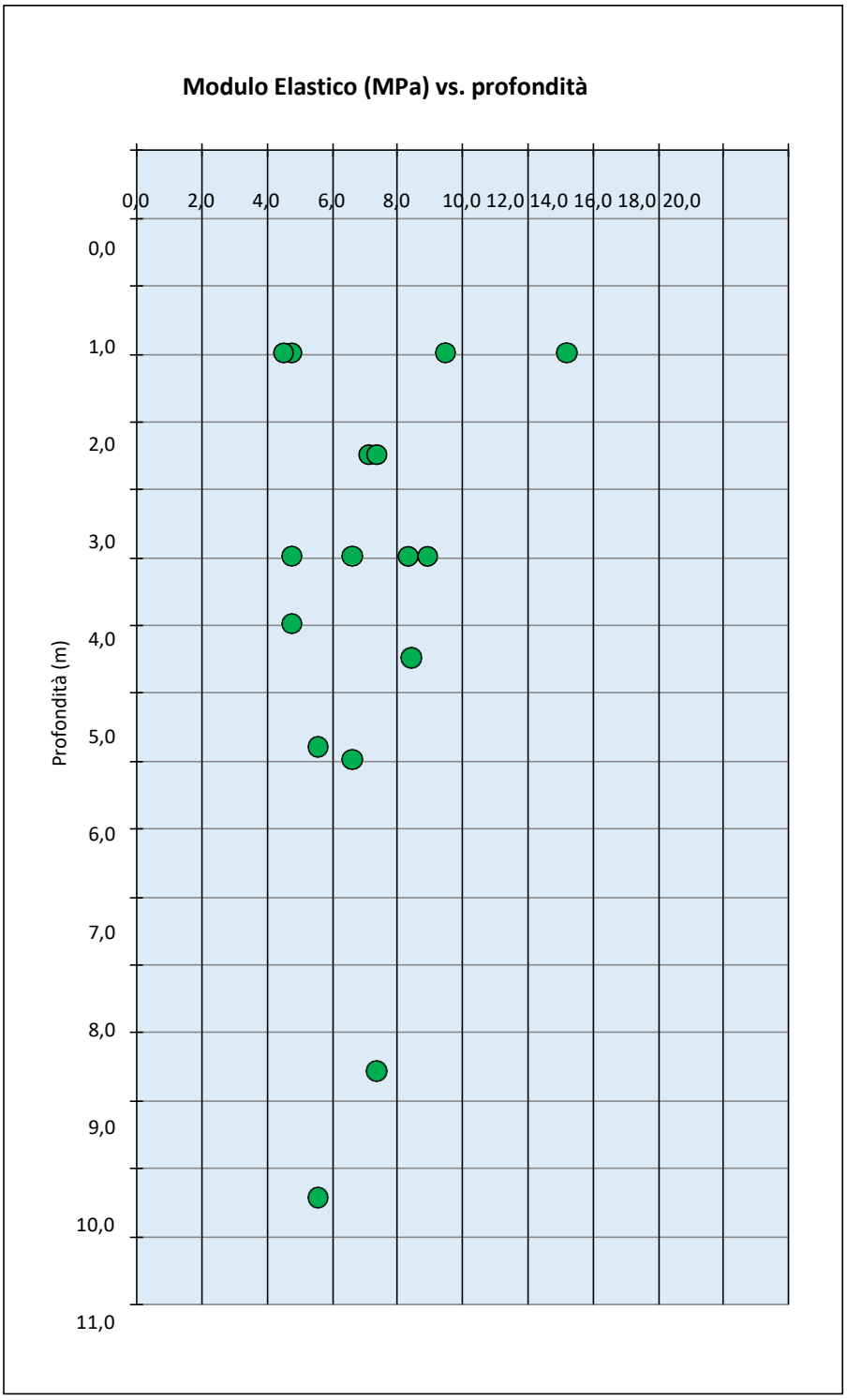

Modulo Elastico (MPa) vs. profondità
0,0
2,0
4,0
6,0
8,0
10,0
12,0
14,0
16,0
18,0
20,0
Profondità (m)
0,0
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
8,0
9,0
10,0
11,0

FIGURA 3

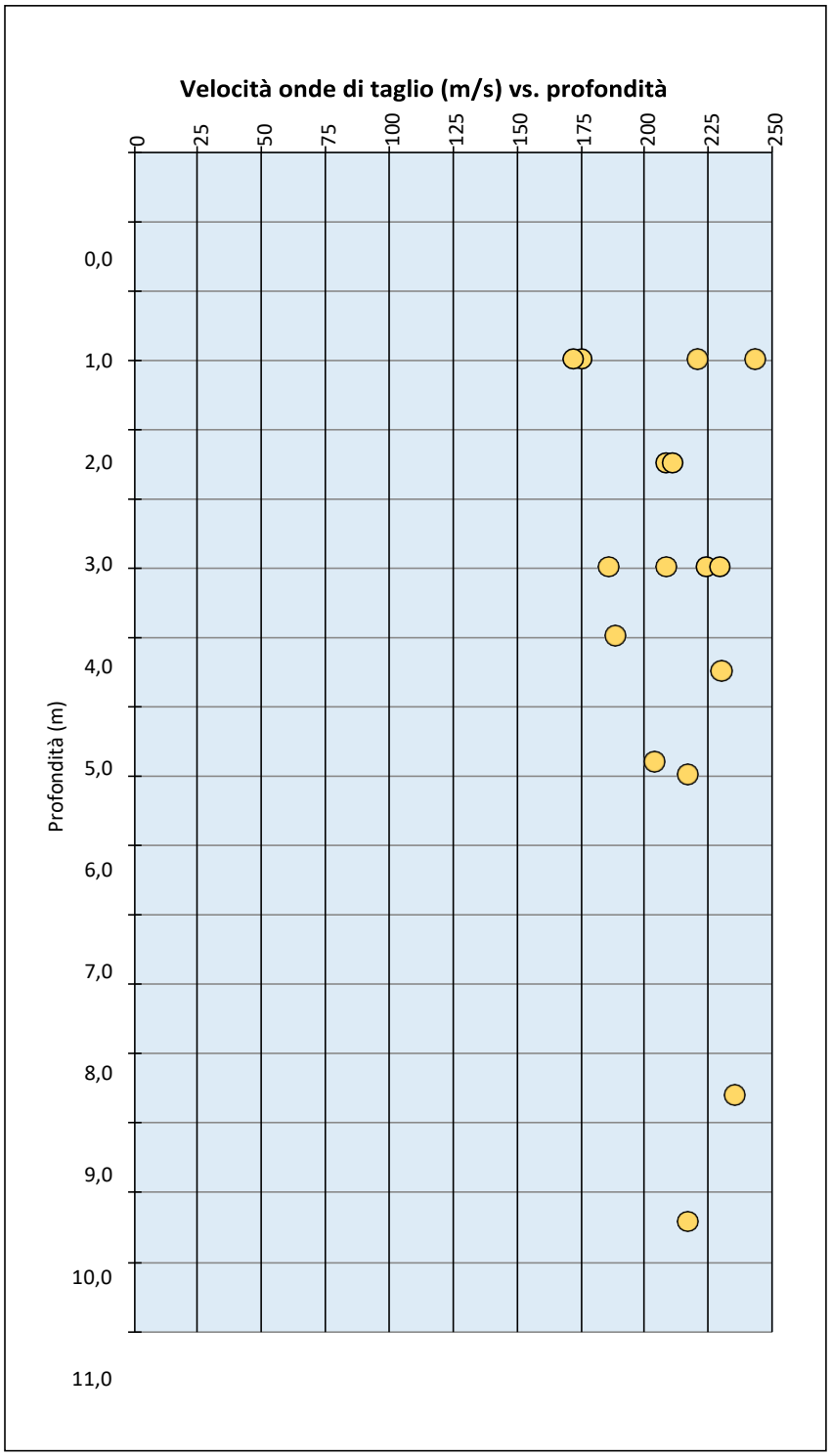

Velocità onde di taglio (m/s) vs. profondità
0
25
50
75
100
125
150
175
200
225
250
0,0
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
8,0
9,0
10,0
11,0
Profondità (m)

FIGURA 4

4 PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE DI LABORATORIO

Le prove di laboratorio consentono di ricavare i parametri fondamentali per la progettazione geotecnica delle strutture. Si esaminano nel seguito i risultati delle prove di classificazione e resistenza, risultati che sono sintetizzati nella Tabella 2 di seguito riportata.

QUADRO RIASSUNTIVO DEI RISULTATI DELLE PROVE GEOTECNICHE E GEOMECCANICHE													
			TERRENI									ROCCIA	
Sondaggio	Campione	Profondità (m)	Umidità nat. (%)	limo+arg. (%)	Limite Liq. (%)	Indice plast.	Massa vol. (kg/mc)	Coes. nd. (kPa)	Ang.att,eff (deg)	Coes. eff. (kPa)	Clas. USCS	Res.comp. (Mpa)	Res.a traz. (Mpa)
S1	CR-1	4,50-4,80		17	35	14					GC		
	CR-2	7,65-8,0		77,8									
	CR-3	14,7-15,0		97,7	38	16					CL		
	CI-2	9,5-10,1	39	93,7	47	21	1854	26,3	30,6	12,6	CL		
	CI-3	11,5-12,1	32	86,8	51	25	1862	18,2			CH		
	CAR-4	16,5-16,9					2640					12,4	7,17
	CAR-5	19,40-19,75					2554					29,3	
S2	CR-2	8,50-8,75		55,1	61	33					CH		
	CAR-3	12,30-12,65					2687					55	9,17
S3	CR-1	3,5-3,8		49,7							GC		
	CR-2	6,0-6,4	28,5	24,4							SC		
	CR-3	8,6-9,0		97	42	20	1813				CL		
	CR-4	10,6-11,0		92,4	57	30					CH		
	CAR-5	12,5-12,75					2619					10,45	4,21
S4	CR-1	3,0-3,30		16,9	29	12					GC		
	CI-2	7,0-7,6	28,5	98,4	51	26	2116		10	26,3	CH		
	CAR-4	12,0-12,20					2636					33,6	

TABELLA 2

4.1 Parametri fisici e di classificazione

4.1.1 Contenuto in acqua naturale

Determinato su 4 campioni, valori che rientrano all'interno del campo plastico.

4.1.2 Massa volumica

Eseguite 4 determinazione: i valori sono compresi tra 1800 e 2100kg/m^3; il valore medio è 1911kg/m^3

4.1.3 Distribuzione granulometrica

I terreni granulari più ricchi in frazione ghiaiosa sono prevalenti nei primi 5 – 6 m dei sedimenti, con percentuali che variano tra il 30 e il 60%. Anche la frazione sabbiosa è presente con le percentuali più elevate nei primi metri (20 -40%). Al disotto dei 6.0 m tende a crescere la percentuale della frazione fine (50 – 90%).

4.1.4 Plasticità

Tutti i tipi di terreno analizzati presentano una frazione plastica, con l'Indice Plastico compreso tra 12 e 33, e il Limite Liquido compreso tra 30 e 60% con i valori più elevati, logicamente, associati a terreni fini profondi.

4.1.5 Indice di liquidità

L'Indice di liquidità è un importante indicatore della resistenza dei terreni fini e plastici, IL si calcola con la formula Wn – Wp / IP, in questo caso è possibile il calcolo di tre valori 0,62 – 0,24 – 0,14 che indicano terreni consistenti.

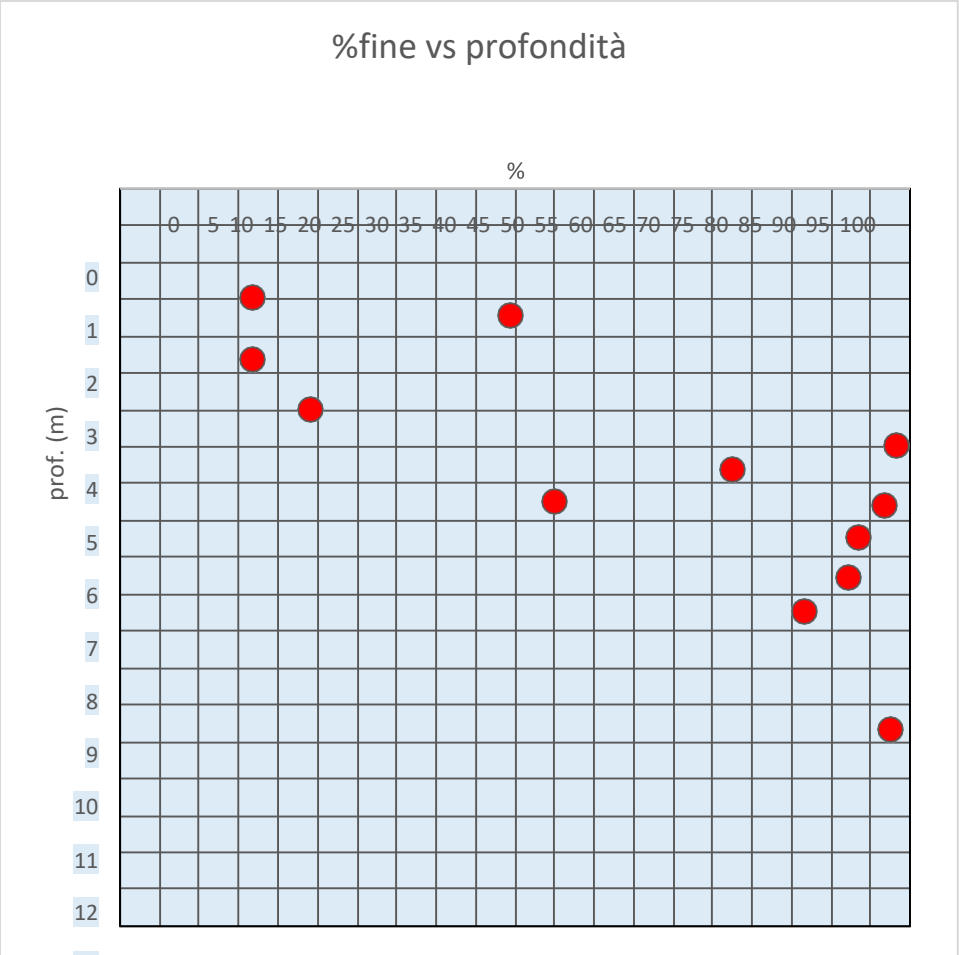

%fine vs profondità
%
0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75 80 85 90 95 100
prof. (m)
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12

FIGURA 5

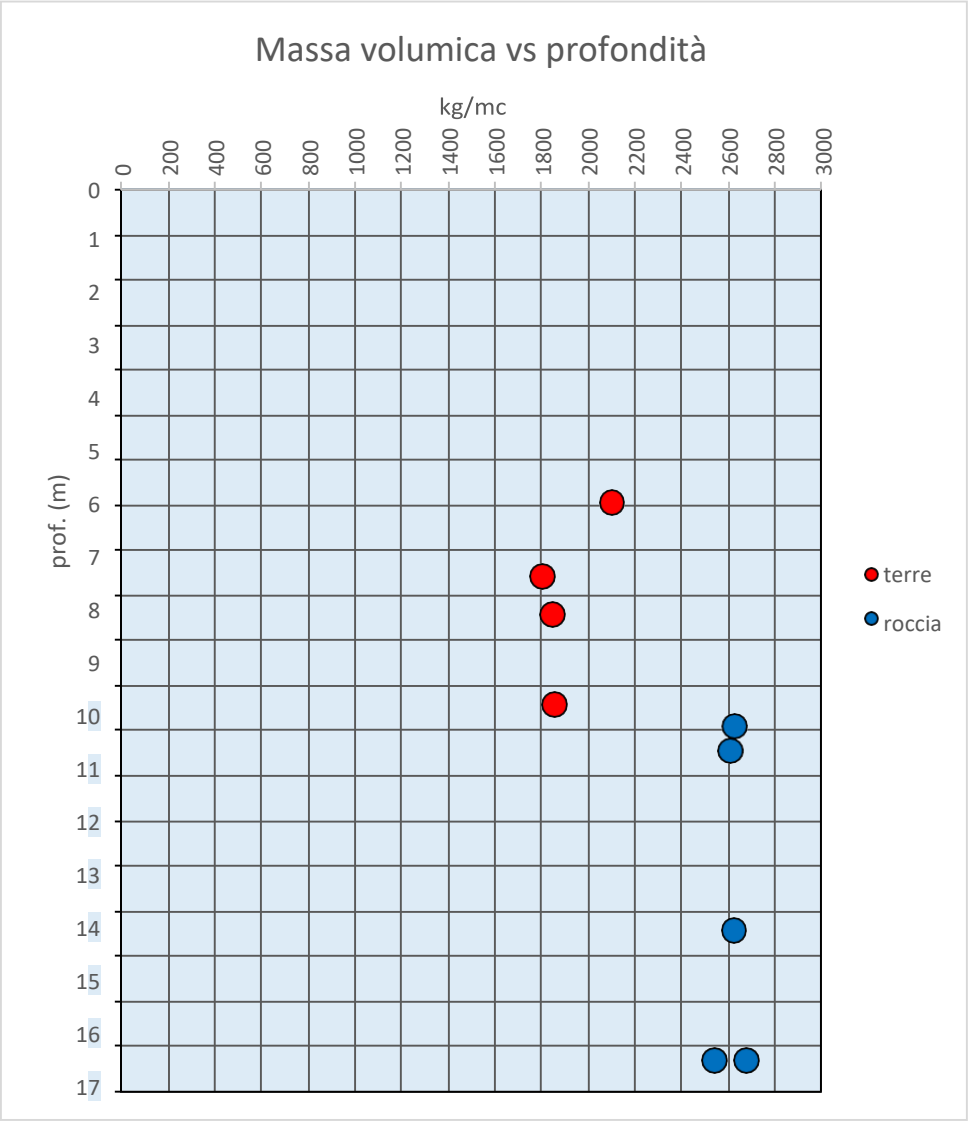

Massa volumica vs profondità
kg/mc
0
200
400
600
800
1000
1200
1400
1600
1800
2000
2200
2400
2600
2800
3000
prof. (m)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
terre
roccia

FIGURA 6

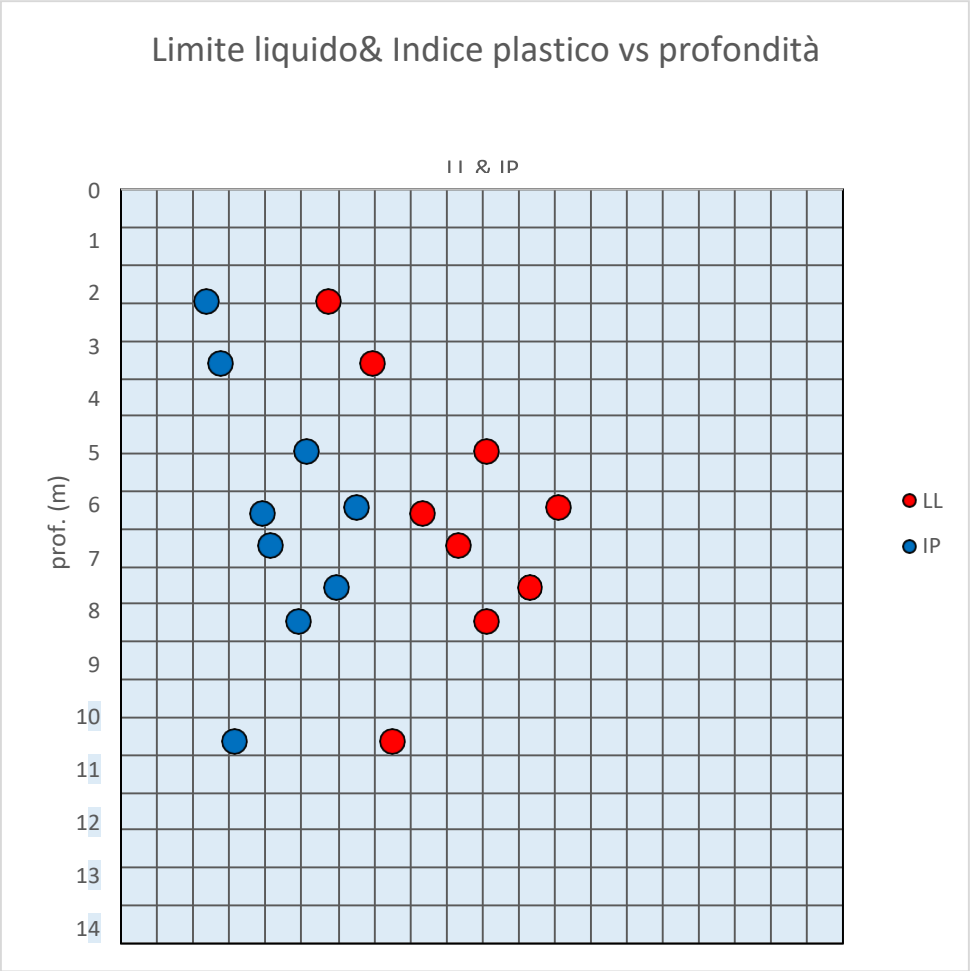

Limite liquido& Indice plastico vs profondità
LL & IP
prof. (m)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
LL
IP

FIGURA 7

4.2 Resistenza al taglio in condizioni non drenate

4.2.1 Coesione non drenata da prove triassiali rapide

Sono state eseguite due prove triassiali non consolidate non drenate (UU); gli esiti sono stati interlocutori, all'interno di un *range* compreso fra 26 e 18 kPa. Valori, come si vedrà, non in linea con altre valutazioni.

4.2.2 Coesione non drenata da prove triassiali CIU (consolidate isotropamente non drenata)

Rappresenta il metodo più rigoroso di calcolare la legge di variazione della cu in funzione della tensione normale effettiva e dell'angolo di attrito effettivo, legate, nel caso di consolidazione isotropa, dalla relazione: (EPRI, 1990).

$$cu/'vo = \sin\emptyset'tc \,/\, 1+(2Af-1)\sin\emptyset'tc \qquad (5)$$

dove

Af è il parametro della pressione dei pori a rottura

I valori di cu sono quindi calcolati come nella Tabella 3 che segue

prof. (m)	Cu(OC) (kPa)
4	46
5	52
6	59
7	65
8	71
9	78
10	84
11	91
12	97
13	103
14	110
15	116

Tabella 3

4.2.3 Coesione non drenata da prove speditive con penetrometro da tasca

Le numerose prove speditive con penetrometro da tasca eseguite sulle carote appena recuperate sono state accorpate per una frequenza di un metro come segue:

S1		S2		S3		S4	
prof.	cu	prof.	cu	prof.	cu	prof.	cu
7,4	73,5	8	74	9	70,5	4,4	67,5
8,5	69,5	8,5	75			8,4	40
9,5	63	9	122,5				
10,5	96						
11,5	85						
12,5	102						
13,5	46						

Tabella 4

4-3 Storia dello stato tensionale –grado di sovraconsolidazione

Per calcolare il grado di sovraconsolidazione, come rapporto tra la coesione non drenata misurata o calcolata e la coesione non drenata teorica normal consolidata, occorre calcolare quest'ultima. Si può utilizzare la relazione che sussiste tra cu e Indice Plastico (Skempton):

$$cu/\sigma'_{vo} = 0.11 + 0.0036IP \qquad (6)$$

Si ottengono così i seguenti valori:

prof	s'vo	IP	cost1	cost2	cu(NC)
(m)	(kPa)				(kPa)
4	38	22	0,0036	0,11	**7**
5	76	22	0,0036	0,11	**14**
6	107	22	0,0036	0,11	**20**
7	126	22	0,0036	0,11	**24**
8	144	22	0,0036	0,11	**27**
9	162	22	0,0036	0,11	**31**
10	181	22	0,0036	0,11	**34**
11	199	22	0,0036	0,11	**38**
12	217	22	0,0036	0,11	**41**
13	236	22	0,0036	0,11	**45**
14	254	22	0,0036	0,11	**48**
15	273	22	0,0036	0,11	**52**

Tabella 5

Il grafico che segue mostra il trend della coesione non drenata misurata rispetto coesione non drenata stimata per un terreno normal consolidato.

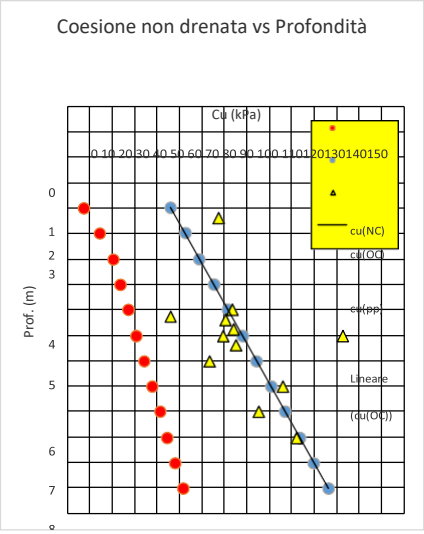


FIGURA 8

E' quindi possibile calcolare il grado di sovraconsolidazione con l'equazione seguente:

$$cu(OC)/cu(NC) = OCR^{\Lambda} \qquad (7)$$

dove Λ è un parametro adimensionale che deriva dal concetto di stato critico applicato al modello Cam-Clay (EPRI) e vale, tipicamente, 0.8. La Tabella 6 che segue illustra i passaggi per pervenire al valore di OCR nell'ambito delle tensioni normali efficaci desiderate.

Cu(OC)	C u(OC) / C u(N C)	log	Log/	OCR
(kPa)				
46	6	0,805	1,006	10,15
52	4	0,561	0,701	5,02
59	3	0,461	0,577	3,77
65	3	0,437	0,547	3,52
71	3	0,419	0,523	3,34
78	3	0,404	0,504	3,20
84	2	0,391	0,489	3,08
91	2	0,381	0,476	2,99
97	2	0,372	0,465	2,92
103	2	0,364	0,456	2,85
110	2	0,358	0,447	2,80
116	2	0,352	0,440	2,75

Tabella 6

Il grafico di **Figura 9** evidenzia la variazione di OCR al crescere della profondità:

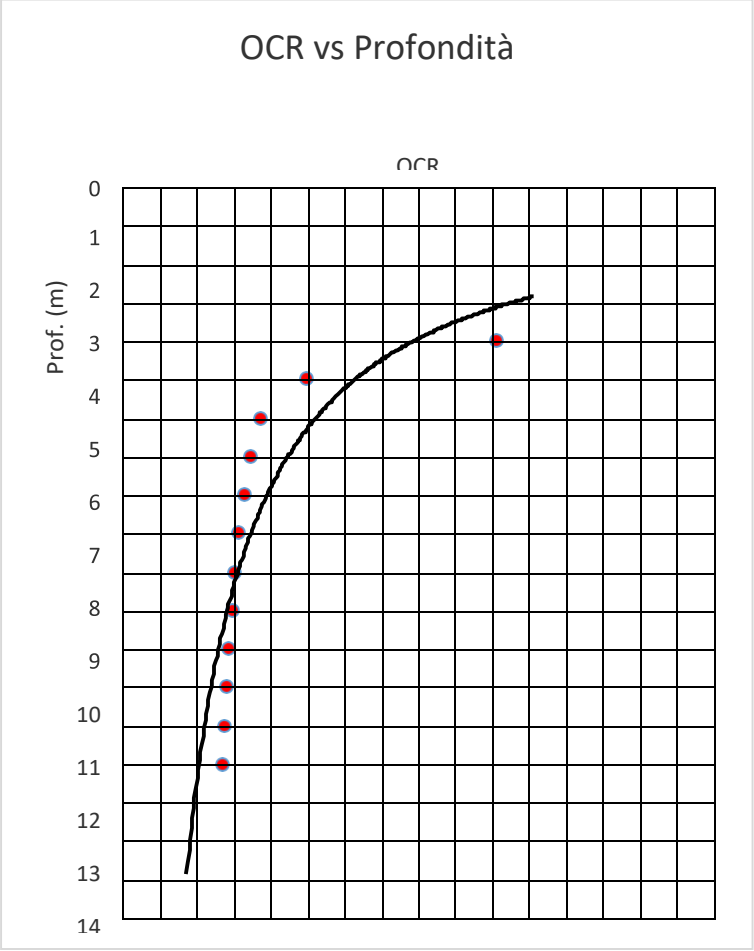


FIGURA 9

4.3 Parametri di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci

Si tratta dell'angolo di attrito effettivo e la coesione effettiva: per i terreni plastici sono tipicamente determinati mediante prove di laboratorio quali i triassiali e le prove di taglio diretto. E' inoltre possibile stimare l'angolo di attrito effettivo riferendosi all'Indice Plastico (Mitchell, Fundamentals of Soil Behavior, 1976).

$$\sin\phi' = 0.8 - 0.094 \ln IP \quad (8)$$

I risultati sono i seguenti:

ϕ' da triassiale CIU 26,3°
ϕ' da taglio diretto CD 30,6°

ϕ' da correlazione con IP 32,3° - 29,8° - 28,1° - 31,2° - 28,7°

La coesione effettiva, sotto il profilo geotecnico, conviene considerarla nulla, in favore di sicurezza.

4.4 Coefficiente di spinta a riposo

Il Coefficiente di spinta in sito o a riposo Ko dipende dall'angolo di attrito e dal grado di sovraconsolidazione OCR, la Tabella che segue riporta i valori di Ko calcolati con la equazione

$$Ko = (1 - \sin\emptyset'_{tc}) OCR^{\sin} \sin^{\emptyset'_{tc}} \quad (9)$$

Prof.	OCR	Ko
4	10	1,54
5	5	1,14
6	3,77	1,00
7	3,52	0,97
8	3,34	0,95
9	3,2	0,93
10	3,08	0,92
11	2,99	0,90
12	2,92	0,90
13	2,85	0,89
14	2,8	0,88
15	2,75	0,87

Tabella 7

4.5 Modulo di reazione orizzontale

Nel caso di terreni coesivi il modulo di reazione Kh dipende, oltre che dalla geometria della struttura (diametro del palo, spessore del diaframma) dalla coesione non drenata cu, Davisson fornisce la seguente relazione:

$$Kh = 67cu*z/d\ (kN/m^3) \qquad (9)$$

Che fornisce valori considerati cautelativi.

5 CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

La continuità geologico - stratigrafica e strutturale del litotipo roccioso di base risulta essere l'elemento distintivo dei comparti orientali ed occidentali del perimetro del Golfo di Rapallo.

In particolare, all'interno degli ambiti di intervento a progetto, la Diga degli Ampoixi, a Sud-Est, risulta essere totalmente impostata sulle bancate rocciose calcareo-marnose della formazione dei Calcari di Monte Antola.

Le misure della giacitura delle superfici di strato e delle vene, ottenute mediante bussola geodetica nelle stazioni geomeccaniche 1 e 2, sono riportate sul *plot diagram* in Figura 7.

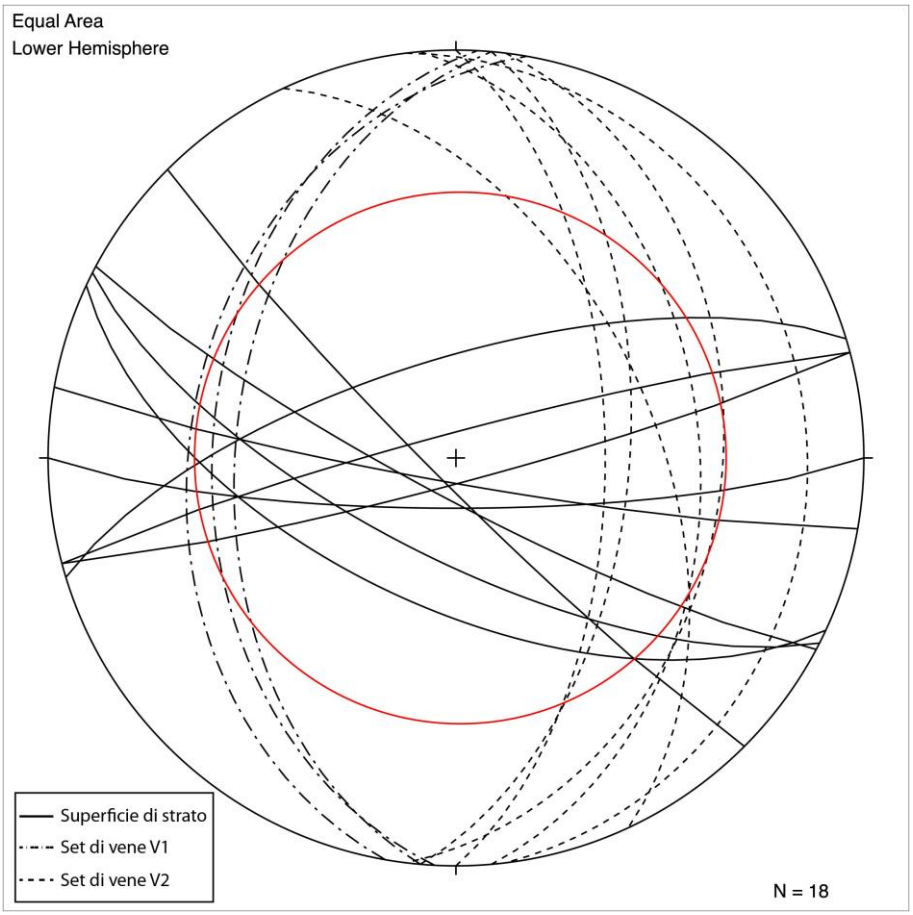


Figura 10. Plot Diagram equal area delle tracce ciclografiche relative alle misure giaciturali eseguite in situ e dell'angolo di attrito dell'ammasso roccioso (circonferenza rossa).

Osservando il plot diagram di Figura 7 si può dedurre che l'intersezione di alcune vene appartenenti sia al V1 che V2 potrebbero dare origine a fenomeni di tipo Scivolamento Planare di porzioni di falesia. Tale fenomeno risulta più probabile per quelle superfici di strato e superfici di vene le cui tracce ciclografiche si intersecano esternamente rispetto alla circonferenza rossa che rappresenta l'angolo di attrito dell'ammasso roccioso ("*Markland test"*).

Il decremento dell'angolo di attrito dell'ammasso roccioso può aumentare la probabilità che si verifichino crolli dei cunei rocciosi formati dall'intersezioni delle superfici di strato con le vene dei sets V1 e V2. Tale decremento può avvenire solo a seguito di:

1- importanti esposizioni di versante (fronti di taglio) privi di adeguata protezione;
2- azione intensa e prolungata del moto ondoso (quindi al piede della falesia).

Dal punto di vista più squisitamente geomeccanico, il rilevamento è stato impostato seguendo lo schema proposto da Beniawsky (Sistema RMR, 1989) e operando misure sclerometriche sia sulle superfici di strato, sia sulle superfici di frattura; secondo tali specifiche, l'ammasso roccioso rilevato ricade all'interno della Classe III.

		Intervallo	Coeff.
1. Compressione semplice	*Qu (Mpa)*	25 - 50	4
2. RQD	*RQD calcolato*	25 - 50	8
3. Spaziatura dei giunti	*Spaziatura (mm)*	60 - 200	8
4. Condizioni dei giunti	*Continuità (m)*	3 - 10 m	2
	Apertura(mm)	1 - 5 mm	1
	Scabrezza	Lievemente scabri	3
	Riempimento	Morbidi<5 mm	2
	Alterazione	Moderata	3
5. Condizioni idrauliche	*Situazione generale*	Secco	15
RMRbase	*46*		
Classe	*III - Roccia discreta*		

Si possono calcolare i parametri di resistenza al taglio dell'ammasso roccioso facendo riferimento al criterio empirico di Hoek e Brown (Hoek, Carranza-Torres & Corkum - 2002). Il criterio definisce un inviluppo di rottura dell'ammasso roccioso di tipo curvilineo in termini di sforzi efficaci principali massimo e minimo a rottura.

Poiché nella pratica comune è richiesta la definizione della resistenza al taglio secondo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, espressa in funzione della coesione c' e dell'angolo di attrito ϕ', in mancanza di una correlazione diretta fra i due criteri, Hoek e Brown hanno suggerito una procedura di calcolo per ricavare un inviluppo di rottura equivalente di Mohr sul piano τ-$\sigma'n$, i cui risultati sono riportati nel grafico seguente, ovvero riassunti qui di seguito:

<u>Ammasso roccioso da alterato a moderatamente alterato – parametri medi:</u>

angolo d'attrito dell'ammasso ϕ' = 35°

coesione dell'ammasso c = 1.66 MPa

peso di volume γ = 2.57 t/m^3

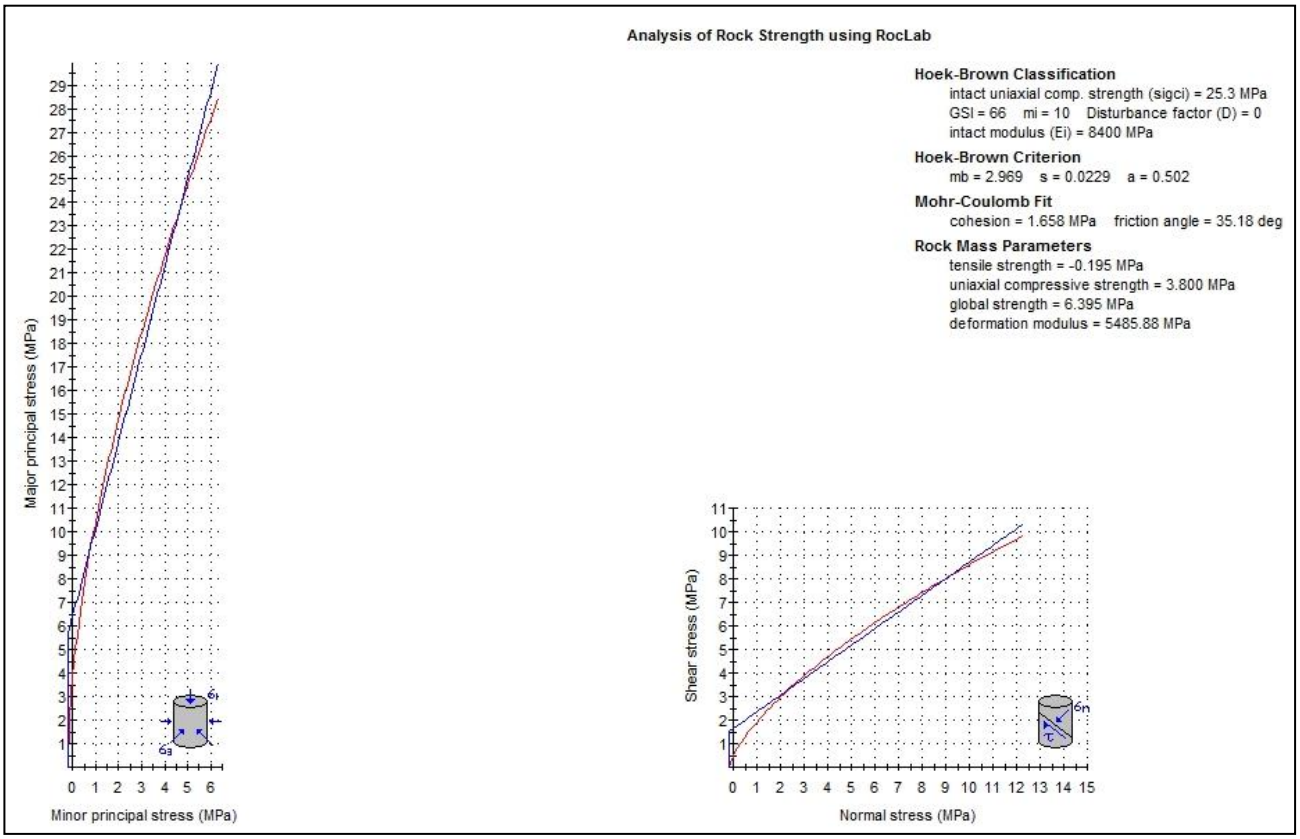


Figura 11. Parametrizzazione geomeccanica del substrato roccioso (Formazione dei Calcari di Monte Antola).

6 POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

La valutazione del rischio di liquefazione di terreni sabbiosi sotto l'azione di un carico ciclico indotto da un sisma è stata condotta utilizzando il metodo empirico di Seed & Idriss (1971) con procedura aggiornata (NCEER Workshop, 1997-1998).

Il metodo di analisi si basa sul confronto tra il valore di CSR (cyclic stress ratio) indotto dal terremoto di progetto e il valore del parametro CRR (cyclic resistance ratio) che, sostanzialmente rappresenta la "resistenza del terreno" ad un terremoto di magnitudo 7.5.

CSR è definito dall'equazione che segue:

$$CSR = 0.65 a_{max} (\sigma_{vo}/\sigma'_{vo}) r_d \qquad (10)$$

dove:

0.65 è un fattore per calcolare il numero di cicli di stress uniforme necessari per generare lo stesso incremento di pressione nei pori generato da uno stress sismico irregolare;

amax è l'accelerazione massima al suolo attesa per l'area in esame;

σ_{vo} e σ'_{vo} sono, rispettivamente, la tensione litostatica totale ed effettiva;

rd è un coefficiente di riduzione dello stress e dipende dalla profondità.

Il valore di ag per il punto di riferimento allo stato limite SLV è 0.088g ed i terreni di fondazione ricadono nella classe B la definizione riportata nel testo dell'Ordinanza P.C.M. n°3519 del 28/04/2006.

CRR, riferito ad un terremoto di magnitudo 7.5, è definito dall'equazione: (Blake, 1997)

$$CRR = a+c*N1(60)f+e*[N1(60)f]^2+g*[N1(60)f]^3 / 1+b*N1(60)f+d*[N1(60)f]^2+f*[N1(60)f]^3+h*[N1(60)f]^4 \qquad (11)$$

dove:

a,b,c,d,e,f,g,h = sono dei coefficienti numerici

N1(60)f è il valore di Nspt normalizzato e corretto per la presenza di fine utilizzando l'espressione:

$$N1(60)f = \alpha + \beta(N1(60), \qquad (12)$$

con α e β coefficienti numerici che dipendono dal contenuto percentuale di frazione fine nel terreno in esame.

Nel caso che la magnitudo del terremoto significativo associato al terreno in esame sia differente da 7.5, il valore di CRR 7.5 può essere scalato alla magnitudo M di riferimento utilizzando la relazione:

$$CRR_M = CRR_{7.5} * 10^{2.24}/M^{2.56} \qquad (13)$$

In base alla normativa italiana (Ordinanza n°3519 del 28/04/2006) per definire il terreno come non soggetto a liquefazione deve risultare FS = CRR/CRS ≥ 1.25 .

6.1 Risultati dell'analisi

L'applicazione del metodo sopra descritto al sito di progetto porta ai seguenti risultati.

Il primo passo di calcolo consiste nel normalizzare il valore di Nspt di campo applicando i coefficienti correttivi (EPRI, 1990) per ottenere i valori di $N_{1(60)}$ ai quali applicare poi la correzione per il contenuto di fine in base alla (12).

La magnitudo di riferimento di 7.5 non è applicabile al sito di progetto in quanto non sussistono situazioni di strutture tettoniche regionali (faglie attive) tali da giustificare questa ipotesi. La correzione per la magnitudo con la formula (13) è effettuata con riferimento all'evento sismico più significativo per la Liguria rappresentato dal terremoto di Bussana del 1887, di magnitudo 6.3; si considera, inoltre, un evento associato alla zona del finalese, di magnitudo 5 (Gruppo di Lavoro CPTI:2004, Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, INVG, Bologna)

I dettagli dei calcoli ed i risultati dell'analisi sono illustrati nelle Tabelle 8 e nei grafici delle Figure 12, 13 e 14.
In particolare, da quanto riportato è evidente che per il sito di progetto non sussiste rischio di liquefazione poiché il fattore di sicurezza è sempre maggiore di 1.25.

ANALISI DI LIQUEFAZIONE							
Tabella C3 - Calcolo del *Ciclic Stress Ratio*							
prof.(m)	**g**	**g_{sub}**	**σ_o**	**σ'_o**	**a_{max}**	**r_d**	**CSR**
3	19	9,19	57	27,57	0,088	0,97705	0,1155
4	19	9,19	76	36,76	0,088	0,9694	0,1146
5	19	9,19	95	45,95	0,088	0,96175	0,1137
6	19	9,19	114	55,14	0,088	0,9541	0,1128
7	19	9,19	133	64,33	0,088	0,94645	0,1119
8	19	9,19	152	73,52	0,088	0,9388	0,1110
9	19	9,19	171	82,71	0,088	0,93115	0,1101
13,5	19	9,19	256,5	124,065	0,088	0,896725	0,1060
15,5	19	9,19	294,5	142,445	0,088	0,881425	0,1042

NOTE

CSR = Ciclic Stress Ratio = $0.65\sigma_o/\sigma'_o a_{max} r_d$

dove 0.65 fattore adimensionale (vedere testo)

σ_o = tensione litostatica totale

σ'_o = tensione litostatica efficace

a_{max} = accelerazione di picco al suolo (PGA, nelle unità di g)

r_d = coefficiente di riduzione della tensione (dipende dalla profondità)

Tabella C1a - Correzione per il "fine"			
prof.(m)	fine%	□	□
4	20	3,61	1,079
6	20	3,61	1,079
7	90	5,68	1,844
12	90	5	1,2
15	90	5	1,2

(*) Il valore di Nspt di campo è prima normalizzato in valore $N_{1(60)}$ poi corretto per la % di frazione fine

in base all'equazione $N_{1(60)}f = \alpha + \beta[N_{1(60)}]$ dove α e β sono fattori che dipendono dalla

% di fine presente nella sabbia

(Seed & Idriss, 1997)

Tabella C1b	
Nspt medio corretto per fine(*)	
prof.	$N_{1(60)}f$
3	21
4	24
5	25
6	24,5
7	16
8	29
9	20,5
13,5	25
15,5	19

Tabella 8

ANALISI DI LIQUEFAZIONE			
Tabella C4 - Calcolo del Ciclic Resistance Ratio			
M=7.5	M=6.3	M=5	
CRR	CRR	CRR	CSRfs
0,228	0,356	0,643	0,1444
0,267	0,417	0,754	0,1433
0,283	0,442	0,798	0,1422
0,275	0,429	0,775	0,1410
0,173	0,270	0,488	0,1399
0,375	0,586	1,058	0,1388
0,222	0,347	0,627	0,1376
0,283	0,442	0,798	0,1326
0,205	0,320	0,579	0,1303

ANALISI DI LIQUEFAZIONE		
Tabella C5 - Calcolo del Fattore di Sicurezza		
FS		
CRR7.5/CSR	CRR5/CSR	CRR4/CSR
1,58	2,46	4,45
1,86	2,91	5,26
1,99	3,11	5,61
1,95	3,04	5,50
1,24	1,93	3,49
2,70	4,22	7,62
1,61	2,52	4,55
2,13	3,33	6,02
1,57	2,46	4,44

NOTA

CRR per M=7.5 calcolato dalla seguente equazione (Blake, 1997)

$$CRR = \frac{a + c*N_{1(60)}f + e*[N_{1(60)}f]^2 + g*[N_{1(60)}f]^3}{1+ b*N_{1(60)}f + d*[N_{1(60)}f]^2+ f*[N_{1(60)}f]^3+ h*[N_{1(60)}f]^3}$$

CRR per M = 5 e M = 4 scalato in base a:

MSF (Magnitudo Scale Factor) = $10^{2.24}/M^{2.56}$

CRSfs è il valore di CSR al quale è stato applicato un fattore di sicurezza di 1.25

Tabella 9

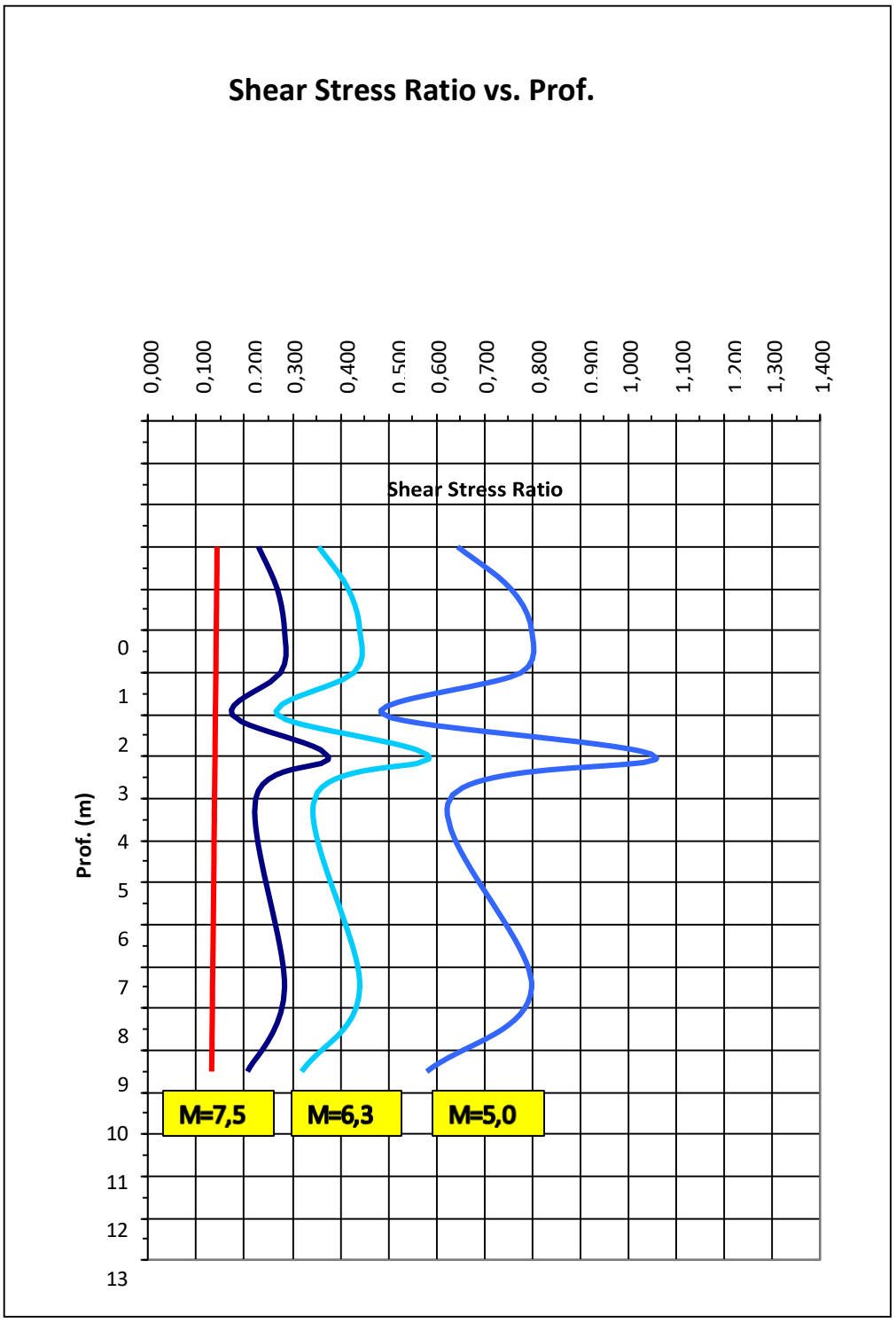

Shear Stress Ratio vs. Prof.
0,000
0,100
0,200
0,300
0,400
0,500
0,600
0,700
0,800
0,900
1,000
1,100
1,200
1,300
1,400
Shear Stress Ratio
Prof. (m)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
M=7,5
M=6,3
M=5,0

FIGURA 12

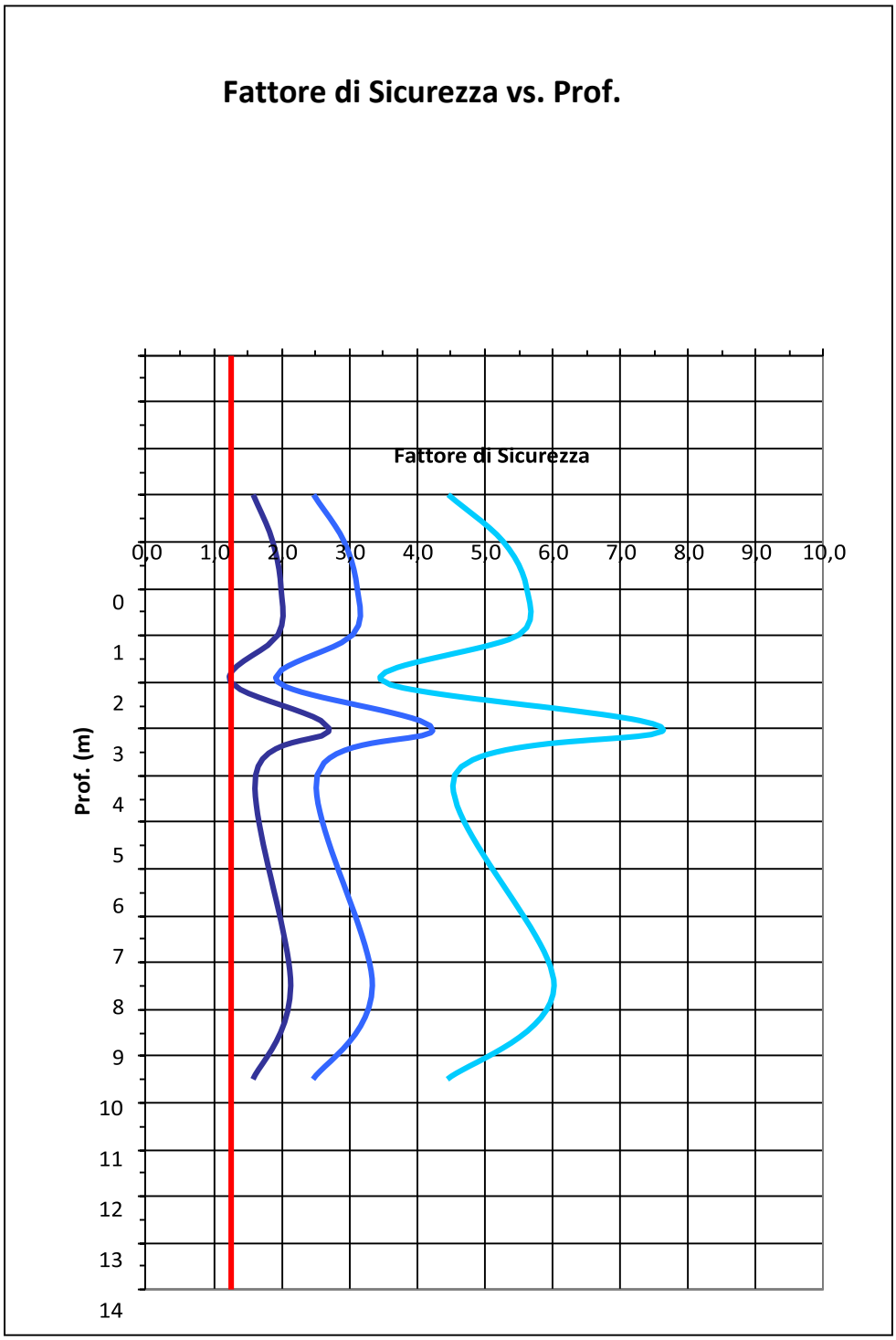

Fattore di Sicurezza vs. Prof.
Fattore di Sicurezza
0,0
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
8,0
9,0
10,0
Prof. (m)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14

FIGURA 13