

PROGETTO	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO "DOMENICO PIVA" IN VARIANTE AL PIANO DEGLI INTERVENTI ZONA URBANISTICA B 3.188 con applicazione dell'art. 7 della L.R. n. 14 del 04/04/2019, e dell'art. 23, c1, lettera b del D.P.R. 380/2001, con precise disposizioni planivolumetriche inerenti alle opere di urbanizzazione e agli edifici, SITO IN VIALE GENERALE DOMENICO PIVA. COMUNE DI ROVIGO (RO) RIFERIMENTI CATASTALI: SEZ. RO – FOGLIO 17 – PARTICELLE 225, 265, 490 e 491			
TITOLO	RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA <i>(Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003, n. 3316 del 2 Ottobre 2003 e n. 3519 del 28 Aprile 2006, D.M. 14 Settembre 2005 "Norme tecniche per le costruzioni e successive modifiche ed integrazioni", D.M. 14 Gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni", Circolare del 02 Febbraio 2009 n. 617 contenente "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008", D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni 2018")</i>			
COMMITTENZA	ADIGE S.r.l. Via Gino Marchi, 12 45100 Rovigo (Ro) P. Iva 00937390292	Rev.	Data	Descrizione
		00	16.07.2025	Prima emissione
STUDIO GEOLOGICO	Dr. Geol. Giorgio CIBIN Ordine Regionale dei Geologi n. 249 via San Gaetano, 2 35121 Padova C.F.: CBNGRG58B24I799D P.I.: 01364980282	Timbro e firma: 		
STUDIO GEOTECNICO	Dr. Ing. Daniele CECCHETTIN Ingegnere Civile Idraulico Ordine degli Ingegneri della Provincia di Rovigo - Iscritto al n. 995 Via Cavour, 923 45030 San Martino di Venezze (RO) mobile 347 5603778 e-mail: info@cecchettiningegneria.it	Timbro e firma: 		
Comune:	ROVIGO	Elaborato:	Ns. Rif.	Approvato:
Provincia:	ROVIGO	RGG	GEO 202505	Dr. Ing. Daniele Cecchettin

1. SOMMARIO

1. SOMMARIO.....	2
2. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	3
3. PREMESSA.....	5
4. RICOSTRUZIONE STRATIGRAFICA.....	8
5. ELABORAZIONE DEI DATI RILEVATI CON INDAGINI IN SITU.....	19
6. CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	20
7. CALCOLO SECONDO IL METODO DEGLI STATI LIMITE.....	24
8. DETERMINAZIONE DEI CEDIMENTI – STATO LIMITE DI ESERCIZIO (S.L.E.).....	26
9. SPETTRI DI RISPOSTA.....	28
10. VERIFICA DEL SITO NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....	33
11. LETTERATURA DI RIFERIMENTO.....	45

2. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.

Le elaborazioni effettuate e descritte nella presente relazione sono riferite a n. 1 Prova Penetrometrica Statica (**CPT1**) effettuate nell'area di progetto. Inoltre si è effettuata una verifica con adeguato strumento di indagine geofisica per la caratterizzazione del terreno secondo le NTC 2018.

La CPT è stata effettuata ad una profondità di - **16,00 m** dal piano campagna a ridosso del sedime dell'attuale fabbricato che dovrà essere demolito.

L'area di intervento è in Comune di Rovigo (Ro) in Via Domenico Piva al civico n. 9. Nell'area di progetto è prevista la demolizione del fabbricato esistente e la realizzazione di un futuro condominio a cinque piani fuori terra.

Si è ritenuto di caratterizzare l'area complessiva di progetto, dal punto di vista geotecnico, con la valutazione della Prova Penetrometrica Statica (**CPT1**) eseguita alla profondità precedentemente indicata in quanto adeguate ad interessare il volume significativo del terreno soggetto all'azione della struttura e la valutazione della $v_{s,30}$ con apposito strumento di indagine geofisica al fine di definire al meglio la categoria di sottosuolo secondo quanto previsto dalle NTC 2018.

La stratigrafia ricostruita attraverso le prove effettuate è riportata sia in dettaglio che in una ricostruzione media nel successivo Paragrafo 4. L'area di progetto risulta essere caratterizzata, nel sottosuolo, da una prevalenza di livelli di limi ed argille alternati con livelli di argille organiche e con livelli di limi sabbiosi e sabbie limose. L'ultimo livello è prevalentemente sabbioso.

Le valutazioni di carattere geotecnico sono state svolte considerando la stratigrafia della prova CPT1 effettuata sia per una fondazione superficiale a trave rovescia posta a una profondità di circa - 0,80 m da piano campagna che una fondazione superficiale a platea posta a una profondità di circa - 0,60 m da piano campagna.

In fase di dimensionamento strutturale deve essere svolto un attento calcolo della distribuzione ottimale dei carichi agenti al fine di contenere gli stessi e rendere uniforme quanto più possibile il loro aggravio sulla fondazione superficiale scelta. Questo accorgimento è necessario per contenere i cedimenti e ridurre il rischio di insorgenza di cedimenti differenziali tra le diverse porzioni dell'edificio di progetto. Attraverso l'apposita modellistica strutturale si dovrà valutare con attenzione la distribuzione dei carichi effettivi agenti.

Rimane comunque sempre un certo grado di approssimazione nel valutare con esattezza la variazione dello stato tensionale sul terreno, stimare i cedimenti e stabilire la possibile insorgenza di cedimenti differenziali sui diversi punti della struttura. Questo perché mancano riscontri diretti in laboratorio su campioni indisturbati di terreno, necessari ad avere una stima precisa del comportamento dei terreni, soprattutto per quanto riguarda la loro compressibilità. L'approssimazione è da sottolineare anche per la valutazione dei parametri necessari alla definizione della possibilità di liquefazione del terreno.

La falda, al momento della esecuzione della Prova Penetrometrica Statica **CPT1** sul terreno, è stata rilevata alla profondità di circa - 2,00 m da p.c. Permanendo tale presunto livello della falda freatica non sussistono problemi per il piano di posa delle fondazioni superficiali ipotizzate.

Anche se non risulta necessario per il progetto in esame, qualora si dovesse ricorrere all'uso dei sistemi di pompaggio tipo "well-point" (o altri sistemi di pompaggio) per abbassare il livello di falda freatica, è opportuno valutare attentamente il raggio di influenza (o linea di influenza) del sistema di pompaggio utilizzato affinché l'abbassamento della falda non vada ad interessare le aree adiacenti ed in particolare gli edifici già presenti su di esse. In effetti una variazione indotta del livello di falda nel terreno determina un sostanziale cambiamento delle sue caratteristiche granulometriche provocandone il costipamento e favorendo in tal modo l'insorgenza di eventuali cedimenti indotti dalla struttura sul terreno.

Questo deve essere tenuto in considerazione anche per l'uso di eventuali pozzi. L'emungimento eccessivo o, ancor meglio, senza un adeguato controllo, può provocare variazioni importanti nel sottosuolo in termini di costipamento con incidenza anche sul piano di posa delle eventuali fondazioni superficiali adottate.

Secondo le nuove **NTC 2018** il calcolo geotecnico deve essere effettuato esclusivamente utilizzando il Metodo agli Stati Limite con due distinti approcci progettuali e con combinazioni diverse di opportuni coefficienti che saranno meglio definiti nei successivi paragrafi per la determinazione dei carichi relativi allo stato limite ultimo (SLU). Si è effettuata una prima verifica applicando la **Formula di Terzaghi** più adatta per una fondazione superficiale a trave rovescia.

Il calcolo per il lotto di progetto è stato effettuato considerando il valore peggiore della coesione non drenata che è stato ricavato dalla prova **CPT1** effettuata ($c_u = 0,34 \text{ daN/cm}^2$).

CALCOLO DEL CARICO LIMITE ULTIMO SECONDO LA FORMULA DI TERZAGHI PER LA STRATIGRAFIA DELLA PROVA CPT1							
Formula di Terzaghi:		$q_d (SLU) = C_u \cdot N_c + q_0 \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma$					
APPROCCIO PROGETTUALE			γ_M	γ_R	C_u (daN/cm ²)	N_c	q_d (SLU) (daN/cm ²)
APPR. 1	COMBINAZ. 1	A1-M1-R1	1.00	1.00	0.34	5.70	2.12
APPR. 1	COMBINAZ. 2	A2-M2-R2	1.40	1.80	0.24	5.70	0.87
APPR. 2		A1-M1-R3	1.00	2.30	0.34	5.70	0.92

Tabella 1: calcolo del carico limite ultimo secondo la formula di **Terzaghi** per la stratigrafia della **CPT1**.

Si è effettuata la seconda verifica applicando la **Formula di Brinch - Hansen** più adatta per una fondazione superficiale a platea.

CARICO LIMITE ULTIMO SECONDO LA FORMULA DI BRINCH-HANSEN PER LA STRATIGRAFIA DELLA PROVA CPT1							
Formula di Brinch-Hansen:		$q_{amm} = C_u \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c + q_0 \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma$					
APPROCCIO PROGETTUALE			γ_M	γ_R	C_u (daN/cm ²)	N_c	q_d (SLU) (daN/cm ²)
APPR. 1	COMBINAZ. 1	A1-M1-R1	1.00	1.00	0.34	5.70	2.35
APPR. 1	COMBINAZ. 2	A2-M2-R2	1.40	1.80	0.24	5.70	0.94
APPR. 2		A1-M1-R3	1.00	2.30	0.34	5.70	1.02

Tabella 2: calcolo del carico limite ultimo secondo la formula di **Brinch - Hansen** per la stratigrafia della **CPT1**.

Tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi, si è effettuata una verifica dei cedimenti con un carico di esercizio stimato possibile sia per una fondazione superficiale a trave rovescia che per una fondazione superficiale a platea riferendoci alla stratigrafia della **CPT1**.

Essi dovrebbero variare per una fondazione superficiale a **trave rovescia** (Tabelle **32**, **33** e **34**) da circa **1,89 cm** sino a circa **3,42 cm** al variare delle dimensioni della trave rovescia (lunghezza e larghezza) per un possibile carico di esercizio stimato agente (**S.L.E. 0,67 daN/cm²**).

Dai risultati ottenuti con la stima dei cedimenti si ritiene importante non superare tale valore del carico di esercizio al fine di non avere valori dei cedimenti troppo elevati ed evitare il rischio dell'insorgenza di cedimenti differenziati tra le varie porzioni di edificio.

Per una fondazione superficiale a **platea** (Tabella **35**) essi variano da circa **2,33 cm** sino a circa **6,99 cm** e per un carico di esercizio agente che ovviamente dovrà essere definito in fase di modellistica strutturale e stimato variabile da **0,20 daN/cm² – 0,60 daN/cm²**.

Comunque i cedimenti differenziali, sulla base dei valori calcolati, si possono ritenere trascurabili tra i vari lati della struttura. È evidente che con una fondazione superficiale a platea si ottengono cedimenti superiori poiché il bulbo di pressione interessa strati più in profondità.

È comunque doveroso sottolineare che la presenza del fabbricato esistente ha provveduto al consolidamento parziale del terreno. Pertanto è probabile che i cedimenti effettivi siano più contenuti di quelli teorici calcolati.

La categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione ai fini della definizione della azione sismica di progetto, sulla base della analisi sismica condotta avendo ricavato una **$v_{s,30} = 195$ m/s** (180 m/s - 360 m/s), può essere classificata di tipo **C**.

Inoltre, dalle valutazioni effettuate, si può ritenere il sito in esame esente da pericoli di liquefazione dei terreni in caso di evento sismico per un sisma sino alla magnitudo **5,5**.

Per una migliore valutazione dei parametri geotecnici ed in particolare dei cedimenti, sarebbe opportuno avere a disposizione il progetto esecutivo dell'immobile per una stima migliore dei carichi di esercizio.

Dr. Ing. Daniele CECCHETTIN

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Rovigo
Iscritto al n. 995

Dr. Geol. Giorgio CIBIN

Ordine Regionale dei Geologi n. 249

3. PREMESSA

Il sottoscritto è stato incaricato dalla Ditta **ADIGE S.r.l.** di eseguire uno studio geotecnico in un'area di proprietà, al fine di rilevare le caratteristiche geologiche e geotecniche del sottosuolo, come previsto dal D.M. LL.PP. 11 Marzo 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

I calcoli sono stati condotti applicando i criteri della progettazione geotecnica secondo quanto contenuto nel nuovo Testo Unico: D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni 2018".

L'area di intervento è un lotto ubicato nel Comune di Rovigo (Ro) in Via Piva n. 9 (Figura 1).

L'area è individuata all'Agenzia delle Entrate, Ufficio Provinciale per il Territorio di Rovigo, Comune di **Rovigo (Pd)**, Foglio **17** – Particella **225, 265, 490 e 491** (Figura 2).

In tale lotto è prevista la realizzazione di un edificio residenziale condominiale a tre piani fuori terra.

Considerando la tipologia dell'intervento di progetto, si è ritenuto opportuno ottenere i parametri geotecnici necessari alla caratterizzazione del terreno con la valutazione dei risultati di n. **1** Prova Penetrometrica Statica (**CPT1**) effettuata ad una profondità di **-16,00 m** dal piano campagna a ridosso del sedime del fabbricato esistente che dovrà essere demolito.

Si sono poi effettuate valutazioni di carattere geofisico con adeguata strumentazione per definire correttamente la categoria di terreno nel sottosuolo ai fini della classificazione sismica (Figura 4).

Si è ritenuto adeguata la profondità raggiunta con le CPT (- 16,00 m) poiché entro tale profondità è contenuto il volume ritenuto significativo che è interessato dall'azione della struttura.

L'ubicazione delle **CPT** e della prova geofisica rispetto all'area di progetto sono riportate in Figura 3.

La stratigrafia dettagliata e quella media ricostruita per le Prove Penetrometriche Statiche effettuate, è riportata nel successivo Paragrafo 4.



Figura 1: vista dall'alto dell'area di intervento.

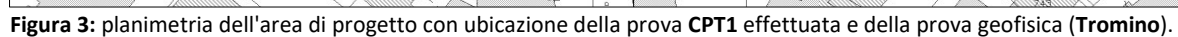
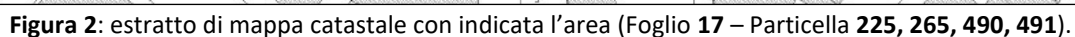




Figura 4: esecuzione della prova geofisica con adeguata strumentazione (**TROMINO**).

4. RICOSTRUZIONE STRATIGRAFICA

La stratigrafia ricostruita nelle successive Tabelle con litologia Begemann attraverso le Prove Penetrometriche Statiche effettuate sul lotto di progetto, porta a dire che l'area in esame è caratterizzata, nel sottosuolo, da una prevalenza di livelli di limi ed argille alternati con livelli di torbe ed argille organiche. La parte terminale della prova rileva la presenza di un livello prevalentemente sabbioso.

PROVA PENETROMETRICA STATICA N°1							
Committenti: ADIGE Srl				Quota iniziale: piano campagna			
Località: Rovigo Via Piva n. 9 (RO)				Quota falda (m da p.c.): -2.00			
Data: 10.07.2025				Forom chiuso (m da p.c.): /			
Profondità (cm) 0	Lecture di campagna			Resistenza specifica di punta qc (daN/cm²)	Resistenza specifica laterale fs (daN/cm²)	F=Rp/RI	Litologia Begemann
	punta	punta + manicotto	totale				
	daN/cm²	daN/cm²					
20	21	33		21	0.80	26	Limi ed argille
40	14	32		14	1.20	12	Torbe ed argille organiche
60	12	30		12	1.20	10	Torbe ed argille organiche
80	10	24		10	0.93	11	Torbe ed argille organiche
100	12	23		12	0.73	16	Limi ed argille
120	13	28		13	1.00	13	Torbe ed argille organiche
140	12	26		12	0.93	13	Torbe ed argille organiche
160	13	25		13	0.80	16	Limi ed argille
180	14	26		14	0.80	18	Limi ed argille
200	14	25		14	0.73	19	Limi ed argille
220	12	26		12	0.93	13	Torbe ed argille organiche
240	29	53		29	1.60	18	Limi ed argille
260	27	34		27	0.47	58	Limi sabbiosi e sabbie limose
280	24	32		24	0.53	45	Limi sabbiosi e sabbie limose
300	14	21		14	0.47	30	Limi ed argille
320	9	26		9	1.13	8	Torbe ed argille organiche
340	8	29		8	1.40	6	Torbe ed argille organiche
360	9	14		9	0.33	27	Limi ed argille
380	6	11		6	0.33	18	Limi ed argille
400	6	12		6	0.40	15	Torbe ed argille organiche
420	7	19		7	0.80	9	Torbe ed argille organiche
440	7	34		7	1.80	4	Torbe ed argille organiche
460	7	13		7	0.40	18	Limi ed argille
480	6	10		6	0.27	23	Limi ed argille
500	38	43		38	0.33	114	Sabbie e sabbie con ghiaia
520	42	64		42	1.47	29	Limi ed argille
540	56	98		56	2.80	20	Limi ed argille
560	48	83		48	2.33	21	Limi ed argille
580	46	71		46	1.67	28	Limi ed argille
600	42	77		42	2.33	18	Limi ed argille
620	65	94		65	1.93	34	Limi sabbiosi e sabbie limose
640	66	112		66	3.07	22	Limi ed argille
660	51	83		51	2.13	24	Limi ed argille
680	59	88		59	1.93	31	Limi sabbiosi e sabbie limose
700	68	102		68	2.27	30	Limi ed argille
720	77	122		77	3.00	26	Limi ed argille
740	79	145		79	4.40	18	Limi ed argille
760	69	107		69	2.53	27	Limi ed argille
780	58	92		58	2.27	26	Limi ed argille
800	21	53		21	2.13	10	Torbe ed argille organiche
820	16	42		16	1.73	9	Torbe ed argille organiche
840	11	33		11	1.47	8	Torbe ed argille organiche
860	10	24		10	0.93	11	Torbe ed argille organiche
880	7	19		7	0.80	9	Torbe ed argille organiche
900	7	14		7	0.47	15	Torbe ed argille organiche
920	8	18		8	0.67	12	Torbe ed argille organiche
940	16	38		16	1.47	11	Torbe ed argille organiche
960	9	22		9	0.87	10	Torbe ed argille organiche
980	10	20		10	0.67	15	Torbe ed argille organiche
1000	13	21		13	0.53	24	Limi ed argille
1020	9	22		9	0.87	10	Torbe ed argille organiche
1040	10	32		10	1.47	7	Torbe ed argille organiche
1060	17	39		17	1.47	12	Torbe ed argille organiche
1080	88	127		88	2.60	34	Limi sabbiosi e sabbie limose
1100	104	145		104	2.73	38	Limi sabbiosi e sabbie limose

1120	115	152		115	2.47	47	Limi sabbiosi e sabbie limose
1140	62	119		62	3.80	16	Limi ed argille
1160	54	86		54	2.13	25	Limi ed argille
1180	39	45		39	0.40	98	Sabbie e sabbie con ghiaia
1200	10	27		10	1.13	9	Torbe ed argille organiche
1220	12	27		12	1.00	12	Torbe ed argille organiche
1240	38	79		38	2.73	14	Torbe ed argille organiche
1260	34	74		34	2.67	13	Torbe ed argille organiche
1280	88	107		88	1.27	69	Sabbie e sabbie con ghiaia
1300	21	57		21	2.40	9	Torbe ed argille organiche
1320	15	44		15	1.93	8	Torbe ed argille organiche
1340	12	43		12	2.07	6	Torbe ed argille organiche
1360	12	22		12	0.67	18	Limi ed argille
1380	19	24		19	0.33	57	Limi sabbiosi e sabbie limose
1400	21	33		21	0.80	26	Limi ed argille
1420	27	51		27	1.60	17	Limi ed argille
1440	32	64		32	2.13	15	Torbe ed argille organiche
1460	36	62		36	1.73	21	Limi ed argille
1480	95	133		95	2.53	38	Limi sabbiosi e sabbie limose
1500	130	171		130	2.73	48	Limi sabbiosi e sabbie limose
1520	139	214		139	5.00	28	Limi ed argille
1540	181	261		181	5.33	34	Limi sabbiosi e sabbie limose
1560	198	274		198	5.07	39	Limi sabbiosi e sabbie limose
1580	124	187		124	4.20	30	Limi ed argille
1600	145	204		145	3.93	37	Limi sabbiosi e sabbie limose

Tabella 3: stratigrafia ricostruita per la Prova Penetrometrica Statica CPT1.

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
1.40	13.429	0.971	1.9	Coesivo	Argille organiche e terreni misti
1.80	13.5	0.767 2.2		Coesivo	Argilla inorganica compatta
2.20	13.0	1.267 2.1		Coesivo	Argille organiche e terreni misti
2.80	26.667	0.489 1.9		Incoerente	Sabbie
3.60	10.0	0.8 2.1		Coesivo	Argille organiche e terreni misti
4.80	6.5	0.667 2.0		Coesivo	Argille organiche e terreni misti
6.00	45.333	2.089 2.1		Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
6.40	65.5	2.6 2.2		Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
6.80	55.0	2.1 2.1		Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
7.80	70.2	2.867 2.2		Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
8.60	14.5	1.233 1.9		Coesivo	Argille organiche e terreni misti
9.20	7.333	0.867 1.8		Coesivo	Argille organiche e terreni misti
10.00	12.0	0.734 1.9		Coesivo	Argilla inorganica compatta
10.60	12.0	1.845 1.9		Coesivo	Argille organiche e terreni misti
11.20	102.333	3.0 2.2		Incoerente-Coesivo	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
11.80	51.667	1.222 2.0		Incoerente-Coesivo	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
12.20	11.0	1.867 1.9		Coesivo	Argille organiche e terreni misti
12.60	36.0	1.967 2.1		Coesivo	Argilla inorganica molto compatta
12.80	88.0	2.4 2.2		Incoerente-Coesivo	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
13.60	15.0	1.25 1.9		Coesivo	Argille organiche e terreni misti
14.00	20.0	1.2 2.0		Coesivo	Argilla inorganica molto compatta
14.60	31.667	2.133 2.0		Coesivo	Argilla inorganica molto compatta
16.00	144.571	3.752 2.2		Incoerente-Coesivo	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi

Tabella 4: stratigrafia media ricostruita per la Prova Penetrometrica Statica CPT1.

TERRENI COESIVI I

Coesione non drenata (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Lunne & Eide	Sunda Relazione Sperimentale	Lunne T.-Kleven A. 1981	Kjekstad. 1978 - Lunne, Robertson and Powell 1977	Lunne, Robertson and Powell 1977	Terzaghi
Strato 1	1.40	13.429	0.971	0.76	0.95	0.89	0.78	0.70	0.67
Strato 2	1.80	13.5	0.767	0.76	0.94	0.88	0.78	0.69	0.68
Strato 3	2.20	13.0	1.267	0.72	0.90	0.84	0.74	0.66	0.65
Strato 5	3.60	10.0	0.8	0.54	0.69	0.62	0.55	0.49	0.50
Strato 6	4.80	6.5	0.667	0.34	0.44	0.38	0.33	0.30	0.32
Strato 7	6.00	45.333	2.089	2.55	2.35	2.95	2.60	2.33	2.27
Strato 8	6.40	65.5	2.6	3.70	2.94	4.28	3.78	3.38	3.28
Strato 9	6.80	55.0	2.1	3.10	2.65	3.58	3.16	2.82	2.75
Strato 10	7.80	70.2	2.867	3.97	3.05	4.58	4.04	3.62	3.51
Strato 11	8.60	14.5	1.233	0.77	0.90	0.85	0.75	0.67	0.72
Strato 12	9.20	7.333	0.867	0.36	0.42	0.37	0.32	0.29	0.37
Strato 13	10.00	12.0	0.734	0.62	0.73	0.67	0.59	0.53	0.60
Strato 14	10.60	12.0	1.845	0.62	0.72	0.66	0.58	0.52	0.60
Strato 15	11.20	102.333	3.0	5.79	3.66	6.68	5.89	5.27	5.12
Strato 16	11.80	51.667	1.222	2.88	2.50	3.29	2.90	2.60	2.58
Strato 17	12.20	11.0	1.867	0.55	0.63	0.57	0.50	0.45	0.55
Strato 18	12.60	36.0	1.967	1.98	1.93	2.23	1.97	1.76	1.80
Strato 19	12.80	88.0	2.4	4.95	3.39	5.70	5.03	4.50	4.40
Strato 20	13.60	15.0	1.25	0.77	0.87	0.82	0.73	0.65	0.75
Strato 21	14.00	20.0	1.2	1.05	1.15	1.15	1.01	0.91	1.00
Strato 22	14.60	31.667	2.133	1.72	1.72	1.92	1.69	1.52	1.58
Strato 23	16.00	144.571	3.752	8.18	4.20	9.43	8.32	7.45	7.23

Tabella 5: coesione non drenata per la stratigrafia media ricostruita per la Prova Penetrometrica Statica CPT1.

Modulo Edometrico (Kg/cm ²)							
	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Mitchell & Gardner (1975)	Metodo generale del modulo edometrico	Buisman	Buisman Sanglerat
Strato 1	1.40	13.429	0.971	67.15	48.09	80.57	40.29
Strato 2	1.80	13.5	0.767	67.50	48.13	81.00	40.50
Strato 3	2.20	13.0	1.267	65.00	47.81	78.00	39.00
Strato 5	3.60	10.0	0.8	50.00	43.54	60.00	30.00
Strato 6	4.80	6.5	0.667	52.00	33.43	97.50	19.50
Strato 7	6.00	45.333	2.089	113.33	90.66	136.00	68.00
Strato 8	6.40	65.5	2.6	163.75	131.00	196.50	98.25
Strato 9	6.80	55.0	2.1	137.50	110.00	165.00	82.50
Strato 10	7.80	70.2	2.867	175.50	140.40	210.60	105.30
Strato 11	8.60	14.5	1.233	72.50	48.42	87.00	43.50
Strato 12	9.20	7.333	0.867	36.67	36.34	44.00	22.00
Strato 13	10.00	12.0	0.734	60.00	46.84	72.00	36.00
Strato 14	10.60	12.0	1.845	60.00	46.84	72.00	36.00
Strato 15	11.20	102.333	3.0	255.83	204.66	307.00	153.50
Strato 16	11.80	51.667	1.222	129.17	103.33	155.00	77.50
Strato 17	12.20	11.0	1.867	55.00	45.42	66.00	33.00
Strato 18	12.60	36.0	1.967	90.00	72.00	108.00	108.00
Strato 19	12.80	88.0	2.4	220.00	176.00	264.00	132.00
Strato 20	13.60	15.0	1.25	75.00	48.40	90.00	45.00
Strato 21	14.00	20.0	1.2	100.00	41.98	120.00	60.00
Strato 22	14.60	31.667	2.133	79.17	63.33	95.00	95.00
Strato 23	16.00	144.571	3.752	361.43	289.14	433.71	216.86

Tabella 6: modulo edometrico per la stratigrafia media ricostruita per la Prova Penetrometrica Statica CPT1.

Modulo di deformazione non drenato Eu (Kg/cm ²)						
	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Cancelli 1980	Ladd 1977 (30)	
Strato 1	1.40	13.429	0.971	498.60	20.10	
Strato 2	1.80	13.5	0.767	494.63	20.40	
Strato 3	2.20	13.0	1.267	472.65	19.50	
Strato 5	3.60	10.0	0.8	355.65	15.00	
Strato 6	4.80	6.5	0.667	220.50	9.60	
Strato 7	6.00	45.333	2.089	1672.01	68.10	
Strato 8	6.40	65.5	2.6	2424.90	98.40	
Strato 9	6.80	55.0	2.1	2029.42	82.50	
Strato 10	7.80	70.2	2.867	2596.35	105.30	
Strato 11	8.60	14.5	1.233	504.00	21.60	
Strato 12	9.20	7.333	0.867	232.99	11.10	
Strato 13	10.00	12.0	0.734	405.75	18.00	

Strato 14	10.60	12.0	1.845	403.39	18.00
Strato 15	11.20	102.333	3.0	3788.51	153.60
Strato 16	11.80	51.667	1.222	1886.06	77.40
Strato 17	12.20	11.0	1.867	359.25	16.50
Strato 18	12.60	36.0	1.967	1295.25	54.00
Strato 19	12.80	88.0	2.4	3243.97	132.00
Strato 20	13.60	15.0	1.25	504.68	22.50
Strato 21	14.00	20.0	1.2	690.08	30.00
Strato 22	14.60	31.667	2.133	1125.71	47.40
Strato 23	16.00	144.571	3.752	5355.34	216.90

Tabella 7: modulo di deformazione non drenato per la stratigrafia media della Prova Penetrometrica Statica CPT1.

Modulo di deformazione a taglio					
	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm ²)
Strato 1	1.40	13.429	0.971	Imai & Tomauchi	136.90
Strato 2	1.80	13.5	0.767	Imai & Tomauchi	137.34
Strato 3	2.20	13.0	1.267	Imai & Tomauchi	134.21
Strato 5	3.60	10.0	0.8	Imai & Tomauchi	114.33
Strato 6	4.80	6.5	0.667	Imai & Tomauchi	87.87
Strato 7	6.00	45.333	2.089	Imai & Tomauchi	287.89
Strato 8	6.40	65.5	2.6	Imai & Tomauchi	360.48
Strato 9	6.80	55.0	2.1	Imai & Tomauchi	323.98
Strato 10	7.80	70.2	2.867	Imai & Tomauchi	376.07
Strato 11	8.60	14.5	1.233	Imai & Tomauchi	143.47
Strato 12	9.20	7.333	0.867	Imai & Tomauchi	94.59
Strato 13	10.00	12.0	0.734	Imai & Tomauchi	127.80
Strato 14	10.60	12.0	1.845	Imai & Tomauchi	127.80
Strato 15	11.20	102.333	3.0	Imai & Tomauchi	473.45
Strato 16	11.80	51.667	1.222	Imai & Tomauchi	311.84
Strato 17	12.20	11.0	1.867	Imai & Tomauchi	121.19
Strato 18	12.60	36.0	1.967	Imai & Tomauchi	250.07
Strato 19	12.80	88.0	2.4	Imai & Tomauchi	431.75
Strato 20	13.60	15.0	1.25	Imai & Tomauchi	146.47
Strato 21	14.00	20.0	1.2	Imai & Tomauchi	174.62
Strato 22	14.60	31.667	2.133	Imai & Tomauchi	231.22
Strato 23	16.00	144.571	3.752	Imai & Tomauchi	584.75

Tabella 8: modulo di deformazione a taglio per la stratigrafia media della Prova Penetrometrica Statica CPT1.

Grado di sovraconsolidazione					
	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Stress-History	
Strato 1	1.40	13.429	0.971		2.35
Strato 2	1.80	13.5	0.767		1.01
Strato 3	2.20	13.0	1.267		0.76
Strato 5	3.60	10.0	0.8		<0.5
Strato 6	4.80	6.5	0.667		<0.5
Strato 7	6.00	45.333	2.089		1.41
Strato 8	6.40	65.5	2.6		1.82
Strato 9	6.80	55.0	2.1		1.45
Strato 10	7.80	70.2	2.867		1.69
Strato 11	8.60	14.5	1.233		<0.5
Strato 12	9.20	7.333	0.867		<0.5
Strato 13	10.00	12.0	0.734		<0.5
Strato 14	10.60	12.0	1.845		<0.5
Strato 15	11.20	102.333	3.0		1.82
Strato 16	11.80	51.667	1.222		0.88
Strato 17	12.20	11.0	1.867		<0.5
Strato 18	12.60	36.0	1.967		0.57
Strato 19	12.80	88.0	2.4		1.37
Strato 20	13.60	15.0	1.25		<0.5
Strato 21	14.00	20.0	1.2		<0.5
Strato 22	14.60	31.667	2.133		<0.5
Strato 23	16.00	144.571	3.752		1.91

Tabella 9: grado di sovraconsolidazione per la stratigrafia media della Prova Penetrometrica Statica CPT1.

Peso unità di volume						
	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)	
Strato 1	1.40	13.429	0.971	Meyerhof	1.90	
Strato 2	1.80	13.5	0.767	Meyerhof	1.90	
Strato 3	2.20	13.0	1.267	Meyerhof	1.90	
Strato 5	3.60	10.0	0.8	Meyerhof	1.85	
Strato 6	4.80	6.5	0.667	Meyerhof	1.77	
Strato 7	6.00	45.333	2.089	Meyerhof	2.11	
Strato 8	6.40	65.5	2.6	Meyerhof	2.17	
Strato 9	6.80	55.0	2.1	Meyerhof	2.14	
Strato 10	7.80	70.2	2.867	Meyerhof	2.18	
Strato 11	8.60	14.5	1.233	Meyerhof	1.91	
Strato 12	9.20	7.333	0.867	Meyerhof	1.78	
Strato 13	10.00	12.0	0.734	Meyerhof	1.87	
Strato 14	10.60	12.0	1.845	Meyerhof	1.87	
Strato 15	11.20	102.333	3.0	Meyerhof	2.25	
Strato 16	11.80	51.667	1.222	Meyerhof	2.13	
Strato 17	12.20	11.0	1.867	Meyerhof	1.85	
Strato 18	12.60	36.0	1.967	Meyerhof	2.06	
Strato 19	12.80	88.0	2.4	Meyerhof	2.22	
Strato 20	13.60	15.0	1.25	Meyerhof	1.91	
Strato 21	14.00	20.0	1.2	Meyerhof	1.96	
Strato 22	14.60	31.667	2.133	Meyerhof	2.04	
Strato 23	16.00	144.571	3.752	Meyerhof	2.30	

Tabella 10: peso unità di volume per la stratigrafia media della Prova Penetrometrica Statica CPT1.

Peso unità di volume saturo						
	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	
Strato 1	1.40	13.429	0.971	Meyerhof	1.98	
Strato 2	1.80	13.5	0.767	Meyerhof	1.98	
Strato 3	2.20	13.0	1.267	Meyerhof	1.98	
Strato 5	3.60	10.0	0.8	Meyerhof	1.93	
Strato 6	4.80	6.5	0.667	Meyerhof	1.85	
Strato 7	6.00	45.333	2.089	Meyerhof	2.19	
Strato 8	6.40	65.5	2.6	Meyerhof	2.25	
Strato 9	6.80	55.0	2.1	Meyerhof	2.22	
Strato 10	7.80	70.2	2.867	Meyerhof	2.26	
Strato 11	8.60	14.5	1.233	Meyerhof	1.99	
Strato 12	9.20	7.333	0.867	Meyerhof	1.86	
Strato 13	10.00	12.0	0.734	Meyerhof	1.95	
Strato 14	10.60	12.0	1.845	Meyerhof	1.95	
Strato 15	11.20	102.333	3.0	Meyerhof	2.33	
Strato 16	11.80	51.667	1.222	Meyerhof	2.21	
Strato 17	12.20	11.0	1.867	Meyerhof	1.93	
Strato 18	12.60	36.0	1.967	Meyerhof	2.14	
Strato 19	12.80	88.0	2.4	Meyerhof	2.30	
Strato 20	13.60	15.0	1.25	Meyerhof	1.99	
Strato 21	14.00	20.0	1.2	Meyerhof	2.04	
Strato 22	14.60	31.667	2.133	Meyerhof	2.12	
Strato 23	16.00	144.571	3.752	Meyerhof	2.38	

Tabella 11: peso unità di volume saturo per la stratigrafia media della Prova Penetrometrica Statica CPT1.

TERRENI INCOERENTI I								
Densità relativa (%)								
	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Baldi 1978 - Schmertmann 1976	Schmertmann	Harman	Lancellotta 1983	Jamiolkowski 1985
Strato 4	2.80	26.667	0.489	39.83	44.15	46.06	40.44	49.55
Strato 7	6.00	45.333	2.089	47.57	49.68	51.87	48.24	42.24
Strato 8	6.40	65.5	2.6	56.41	60.08	61.77	57.16	48.62
Strato 9	6.80	55.0	2.1	50.68	52.25	54.48	51.38	41.71
Strato 10	7.80	70.2	2.867	56.36	58.79	60.73	57.1	45.63
Strato 15	11.20	102.333	3.0	62.75	64.41	66.38	63.56	45.39
Strato 16	11.80	51.667	1.222	42.63	38.07	41.71	43.26	24.2
Strato 19	12.80	88.0	2.4	56.55	55.27	57.96	57.3	36.63
Strato 23	16.00	144.571	3.752	68.32	69	71.04	69.17	45.49

Tabella 12: livelli terreni incoerenti per la stratigrafia media della Prova Penetrometrica Statica CPT1.

Angolo di resistenza al taglio (°)											
	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Durgunoug lu-Mitchel 1 1973	Caquot	Koppejan	De Beer	Schmertm ann	Robertson & Campanell a 1983	Herminier	Meyerhof 1951
Strato 4	2.80	26.667	0.489	33.8	30.1	27.13	25.38	34.18	37.89	25.19	28.97
Strato 7	6.00	45.333	2.089	34.03	30.17	27.2	25.45	34.96	37.97	25.28	37.35
Strato 8	6.40	65.5	2.6	35.28	31.43	28.52	26.66	36.41	39.39	26.47	45
Strato 9	6.80	55.0	2.1	34.2	30.3	27.33	25.57	35.31	38.12	25.41	41.7
Strato 10	7.80	70.2	2.867	34.97	31.07	28.14	26.31	36.23	38.99	26.11	45
Strato 15	11.20	102.333	3.0	35.41	31.43	28.52	26.66	37.02	39.39	26.5	45
Strato 16	11.80	51.667	1.222	31.91	27.8	24.7	23.17	33.33	35.13	23.73	40.2
Strato 19	12.80	88.0	2.4	34.08	30.02	27.04	25.3	35.74	37.79	25.21	45
Strato 23	16.00	144.571	3.752	35.73	31.66	28.76	26.88	37.66	39.65	26.76	45

Tabella 13: angolo di resistenza al taglio per livelli terreni incoerenti per la stratigrafia media della CPT1.

Modulo di Young (Kg/cm ²)						
	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Schmertmann	Robertson & Campanella (1983)	ISOPT-1 1988 Ey(50)
Strato 4	2.80	26.667	0.489	66.67	53.33	285.39
Strato 7	6.00	45.333	2.089	113.33	90.67	455.07
Strato 8	6.40	65.5	2.6	163.75	131.00	575.77
Strato 9	6.80	55.0	2.1	137.50	110.00	535.15
Strato 10	7.80	70.2	2.867	175.50	140.40	627.95
Strato 15	11.20	102.333	3.0	255.83	204.67	846.38
Strato 16	11.80	51.667	1.222	129.17	103.33	590.64
Strato 19	12.80	88.0	2.4	220.00	176.00	824.35
Strato 23	16.00	144.571	3.752	361.43	289.14	1116.09

Tabella 14: modulo di Young per livelli terreni incoerenti per la stratigrafia media della CPT1.

Modulo Edometrico (Kg/cm ²)								
	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Robertson & Campanella da Schmertmann	Lunne-Christof fersen 1983 - Robertson and Powell 1997	Kulhawy-May ne 1990	Mitchell & Gardner 1975	Buisman - Sanglerat
Strato 4	2.80	26.667	0.489	40.89	104.61	206.74	53.33	133.33
Strato 7	6.00	45.333	2.089	49.34	177.83	353.03	90.67	68.00
Strato 8	6.40	65.5	2.6	59.21	256.93	517.62	111.35	98.25
Strato 9	6.80	55.0	2.1	53.25	215.75	430.13	93.50	82.50
Strato 10	7.80	70.2	2.867	59.83	275.37	554.04	119.34	105.30
Strato 15	11.20	102.333	3.0	69.23	220.71	812.26	153.50	153.50
Strato 16	11.80	51.667	1.222	47.68	202.67	393.13	87.83	77.50
Strato 19	12.80	88.0	2.4	63.78	345.19	690.69	149.60	132.00
Strato 23	16.00	144.571	3.752	79.46	303.55	1152.72	216.86	216.86

Tabella 15: modulo edometrico per livelli terreni incoerenti per la stratigrafia media della CPT1.

Modulo di deformazione a taglio						
	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	G (Kg/cm ²)	
Strato 4	2.80	26.667	0.489	Imai & Tomauchi	208.17	
Strato 7	6.00	45.333	2.089	Imai & Tomauchi	287.89	
Strato 8	6.40	65.5	2.6	Imai & Tomauchi	360.48	
Strato 9	6.80	55.0	2.1	Imai & Tomauchi	323.98	
Strato 10	7.80	70.2	2.867	Imai & Tomauchi	376.07	
Strato 15	11.20	102.333	3.0	Imai & Tomauchi	473.45	
Strato 16	11.80	51.667	1.222	Imai & Tomauchi	311.84	
Strato 19	12.80	88.0	2.4	Imai & Tomauchi	431.75	
Strato 23	16.00	144.571	3.752	Imai & Tomauchi	584.75	

Tabella 16: modulo di deformazione al taglio per livelli terreni incoerenti per la stratigrafia media della CPT1.

Grado di sovraconsolidazione							
	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Stress-History	Piacentini Righi 1978	Larsson 1991 S.G.I.	Ladd e Foot 1977
Strato 4	2.80	26.667	0.489	1.39	>9	2.1	>9
Strato 7	6.00	45.333	2.089	1.41	>9	2.02	>9
Strato 8	6.40	65.5	2.6	1.82	>9	1.56	>9
Strato 9	6.80	55.0	2.1	1.45	>9	1.94	>9
Strato 10	7.80	70.2	2.867	1.69	>9	1.65	>9
Strato 15	11.20	102.333	3.0	1.82	>9	1.55	>9
Strato 16	11.80	51.667	1.222	0.88	8.5	<0.5	5.68
Strato 19	12.80	88.0	2.4	1.37	>9	2.07	>9
Strato 23	16.00	144.571	3.752	1.91	>9	1.49	>9

Tabella 17: grado di sovraconsolidazione per livelli terreni incoerenti per la stratigrafia media della CPT1.

Peso unità di volume						
	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)	
Strato 4	2.80	26.667	0.489	Meyerhof	1.80	
Strato 7	6.00	45.333	2.089	Meyerhof	1.80	
Strato 8	6.40	65.5	2.6	Meyerhof	1.80	
Strato 9	6.80	55.0	2.1	Meyerhof	1.80	
Strato 10	7.80	70.2	2.867	Meyerhof	1.80	
Strato 15	11.20	102.333	3.0	Meyerhof	1.80	
Strato 16	11.80	51.667	1.222	Meyerhof	1.80	
Strato 19	12.80	88.0	2.4	Meyerhof	1.80	
Strato 23	16.00	144.571	3.752	Meyerhof	1.80	

Tabella 18: peso unità di volume per livelli terreni incoerenti per la stratigrafia media della CPT1.

Peso unità di volume saturo						
	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	
Strato 4	2.80	26.667	0.489	Meyerhof	2.10	
Strato 7	6.00	45.333	2.089	Meyerhof	2.10	
Strato 8	6.40	65.5	2.6	Meyerhof	2.10	
Strato 9	6.80	55.0	2.1	Meyerhof	2.10	
Strato 10	7.80	70.2	2.867	Meyerhof	2.10	
Strato 15	11.20	102.333	3.0	Meyerhof	2.10	
Strato 16	11.80	51.667	1.222	Meyerhof	2.10	
Strato 19	12.80	88.0	2.4	Meyerhof	2.10	
Strato 23	16.00	144.571	3.752	Meyerhof	2.10	

Tabella 19: peso unità di volume saturo per livelli terreni incoerenti per la stratigrafia media della CPT1.

Permeabilità						
	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Permeabilità (cm/s)	
Strato 1	1.40	13.429	0.971	Piacentini-Righi 1988	1E-11	
Strato 2	1.80	13.5	0.767	Piacentini-Righi 1988	4.801125E-11	
Strato 3	2.20	13.0	1.267	Piacentini-Righi 1988	1E-11	
Strato 4	2.80	26.667	0.489	Piacentini-Righi 1988	8.684091E-04	
Strato 5	3.60	10.0	0.8	Piacentini-Righi 1988	1E-11	
Strato 6	4.80	6.5	0.667	Piacentini-Righi 1988	1E-11	
Strato 7	6.00	45.333	2.089	Piacentini-Righi 1988	7.464613E-10	
Strato 8	6.40	65.5	2.6	Piacentini-Righi 1988	1.394573E-08	
Strato 9	6.80	55.0	2.1	Piacentini-Righi 1988	5.531574E-08	
Strato 10	7.80	70.2	2.867	Piacentini-Righi 1988	5.189122E-09	
Strato 11	8.60	14.5	1.233	Piacentini-Righi 1988	1E-11	
Strato 12	9.20	7.333	0.867	Piacentini-Righi 1988	1E-11	
Strato 13	10.00	12.0	0.734	Piacentini-Righi 1988	1E-11	
Strato 14	10.60	12.0	1.845	Piacentini-Righi 1988	1E-11	
Strato 15	11.20	102.333	3.0	Piacentini-Righi 1988	2.861046E-06	
Strato 16	11.80	51.667	1.222	Piacentini-Righi 1988	8.497769E-05	
Strato 17	12.20	11.0	1.867	Piacentini-Righi 1988	1E-11	
Strato 18	12.60	36.0	1.967	Piacentini-Righi 1988	1E-11	
Strato 19	12.80	88.0	2.4	Piacentini-Righi 1988	1.067367E-05	
Strato 20	13.60	15.0	1.25	Piacentini-Righi 1988	1E-11	
Strato 21	14.00	20.0	1.2	Piacentini-Righi 1988	1E-11	
Strato 22	14.60	31.667	2.133	Piacentini-Righi 1988	1E-11	
Strato 23	16.00	144.571	3.752	Piacentini-Righi 1988	1.165278E-05	

Tabella 20: permeabilità per i livelli ricostruiti per la stratigrafia media della prova penetrometrica statica CPT1.

Coefficiente di consolidazione						
	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Coefficiente di consolidazione (cm ² /s)	
Strato 1	1.40	13.429	0.971	Piacentini-Righi 1988	4.0287E-07	
Strato 2	1.80	13.5	0.767	Piacentini-Righi 1988	1.944456E-06	
Strato 3	2.20	13.0	1.267	Piacentini-Righi 1988	3.9E-07	
Strato 4	2.80	26.667	0.489	Piacentini-Righi 1988	0	
Strato 5	3.60	10.0	0.8	Piacentini-Righi 1988	0.0000003	
Strato 6	4.80	6.5	0.667	Piacentini-Righi 1988	1.95E-07	
Strato 7	6.00	45.333	2.089	Piacentini-Righi 1988	1.01518E-04	
Strato 8	6.40	65.5	2.6	Piacentini-Righi 1988	2.740336E-03	
Strato 9	6.80	55.0	2.1	Piacentini-Righi 1988	9.127096E-03	
Strato 10	7.80	70.2	2.867	Piacentini-Righi 1988	1.092829E-03	
Strato 11	8.60	14.5	1.233	Piacentini-Righi 1988	4.35E-07	
Strato 12	9.20	7.333	0.867	Piacentini-Righi 1988	2.1999E-07	
Strato 13	10.00	12.0	0.734	Piacentini-Righi 1988	3.6E-07	

Strato 14	10.60	12.0	1.845	Piacentini-Righi 1988	3.6E-07
Strato 15	11.20	102.333	3.0	Piacentini-Righi 1988	0.8783382
Strato 16	11.80	51.667	1.222	Piacentini-Righi 1988	0
Strato 17	12.20	11.0	1.867	Piacentini-Righi 1988	3.3E-07
Strato 18	12.60	36.0	1.967	Piacentini-Righi 1988	1.08E-06
Strato 19	12.80	88.0	2.4	Piacentini-Righi 1988	2.81785
Strato 20	13.60	15.0	1.25	Piacentini-Righi 1988	4.5E-07
Strato 21	14.00	20.0	1.2	Piacentini-Righi 1988	0.0000006
Strato 22	14.60	31.667	2.133	Piacentini-Righi 1988	9.5001E-07
Strato 23	16.00	144.571	3.752	Piacentini-Righi 1988	5.053961

Tabella 21: coefficiente di consolidazione per i livelli ricostruiti per la stratigrafia media della prova CPT1.

Liquefazione - Accelerazione sismica massima (g)=0.15					
	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Fattore di sicurezza a liquefazione
Strato 4	2.80	26.667	0.489	Robertson & Wride 1997	3.222
Strato 7	6.00	45.333	2.089	Robertson & Wride 1997	19.546
Strato 8	6.40	65.5	2.6	Robertson & Wride 1997	27.782
Strato 9	6.80	55.0	2.1	Robertson & Wride 1997	19.658
Strato 10	7.80	70.2	2.867	Robertson & Wride 1997	31.583
Strato 15	11.20	102.333	3.0	Robertson & Wride 1997	31.831
Strato 16	11.80	51.667	1.222	Robertson & Wride 1997	2.547
Strato 19	12.80	88.0	2.4	Robertson & Wride 1997	20.62
Strato 23	16.00	144.571	3.752	Robertson & Wride 1997	55.826

Tabella 22: fattore di sicurezza a liquefazione per i livelli ricostruiti per la stratigrafia media della prova CPT1.

PROVA PENETROMETRICA STATICA N° 1
DIAGRAMMI DI RESISTENZA

Committente:	ADIGE Srl
Località:	Rovigo Via Piva n. 9 (RO)
Data:	10.07.2025

Quota iniziale:	piano campagna
Quota falda:	-2.00
Foro chiuso:	/

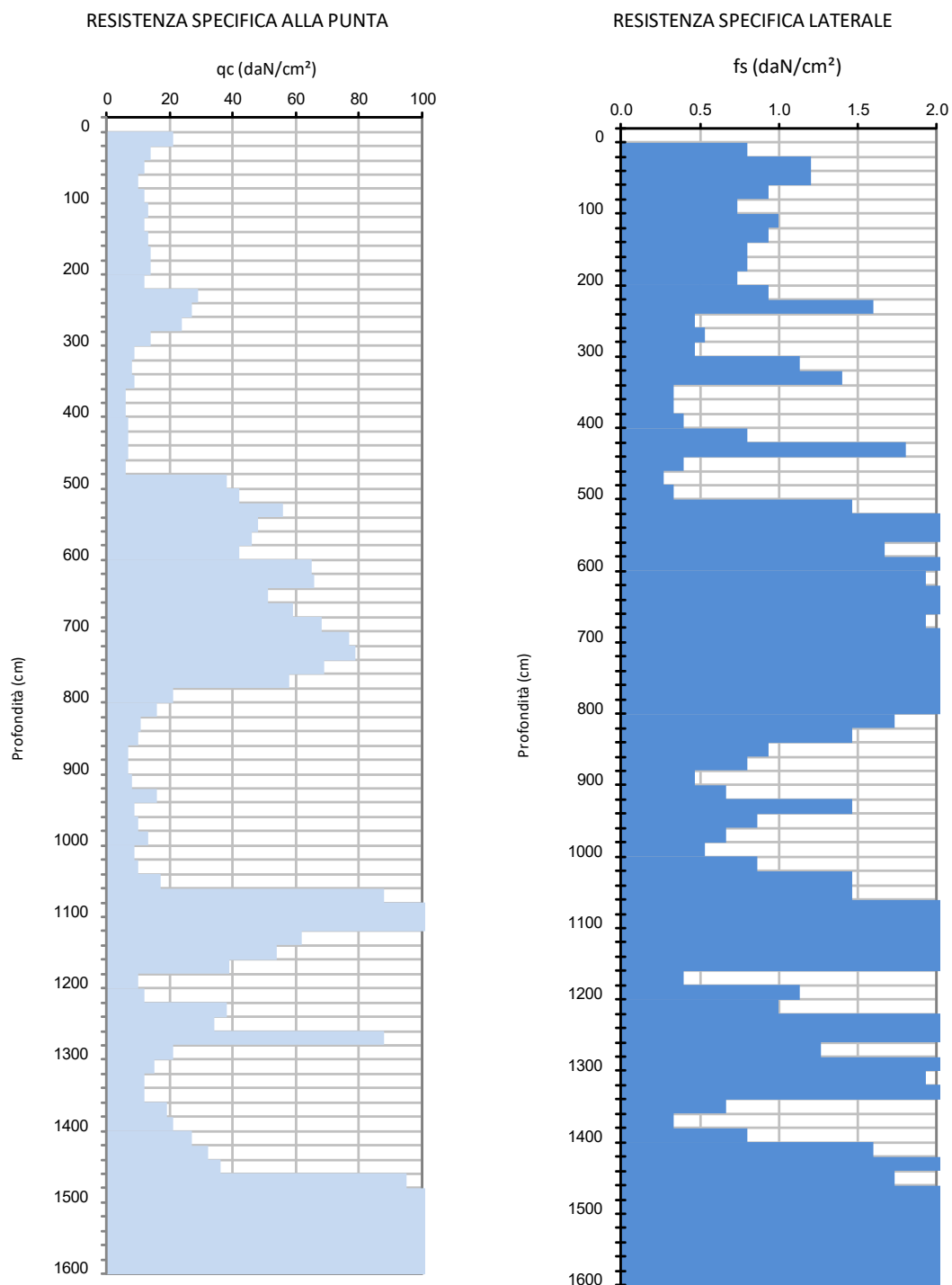


Figura 5: diagrammi di resistenza relativi alla Prova Penetrometrica Statica CPT1.

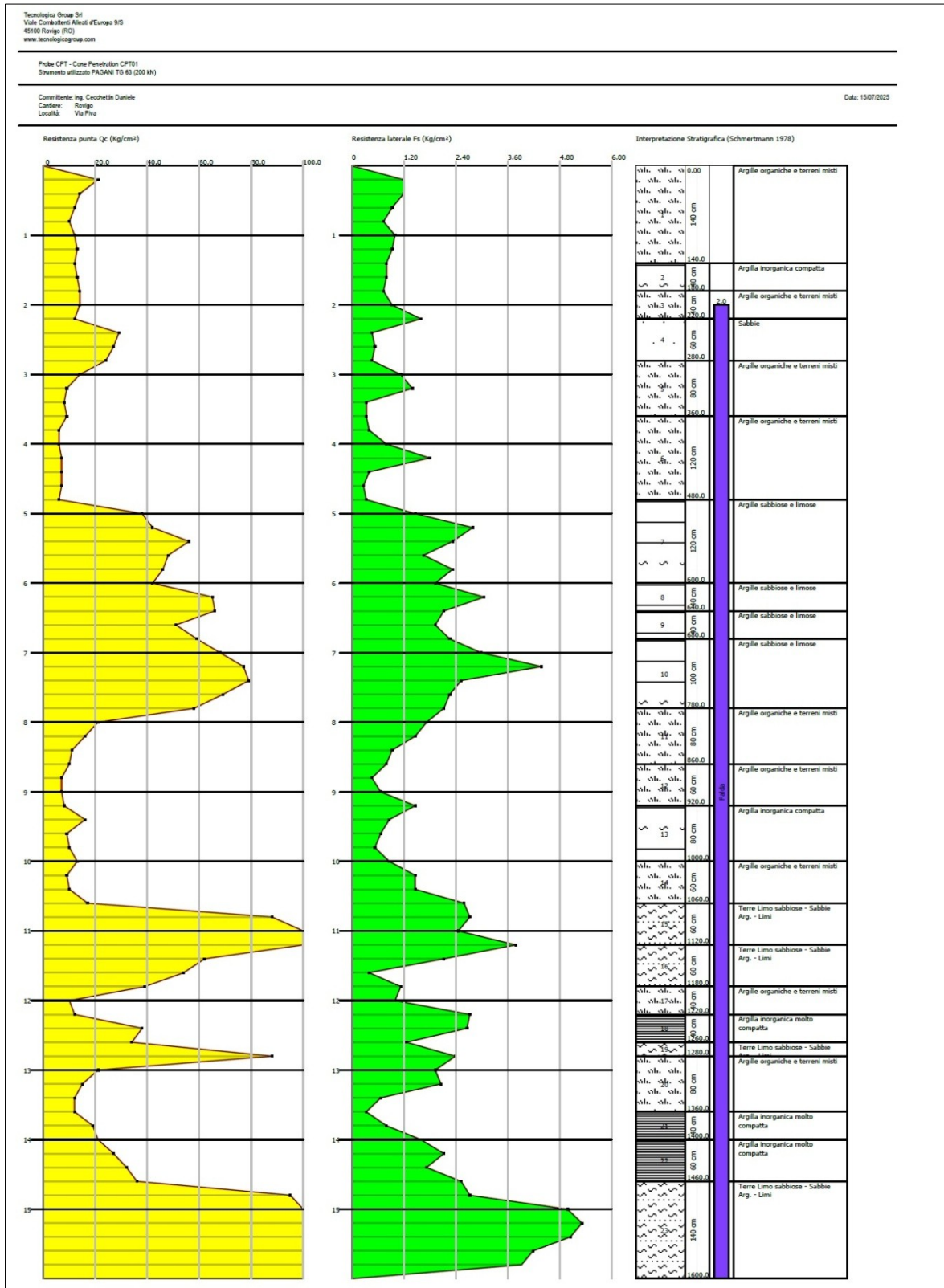


Figura 6: diagrammi di resistenza relativi alla Prova Penetrometrica Statica CPT1.

Tecnologica Group Srl
 Viale Combalotti Aleati d'Europa 9/S
 45100 Rovigo (RO)
 www.tecnologicagroup.com

Proba CPT - Cone Penetration CPT01
 Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)

Committente:
 Ing. Cecchetti Daniele
 Cantiere: Rovigo
 Località: Via Fiva

Data: 15/07/2025

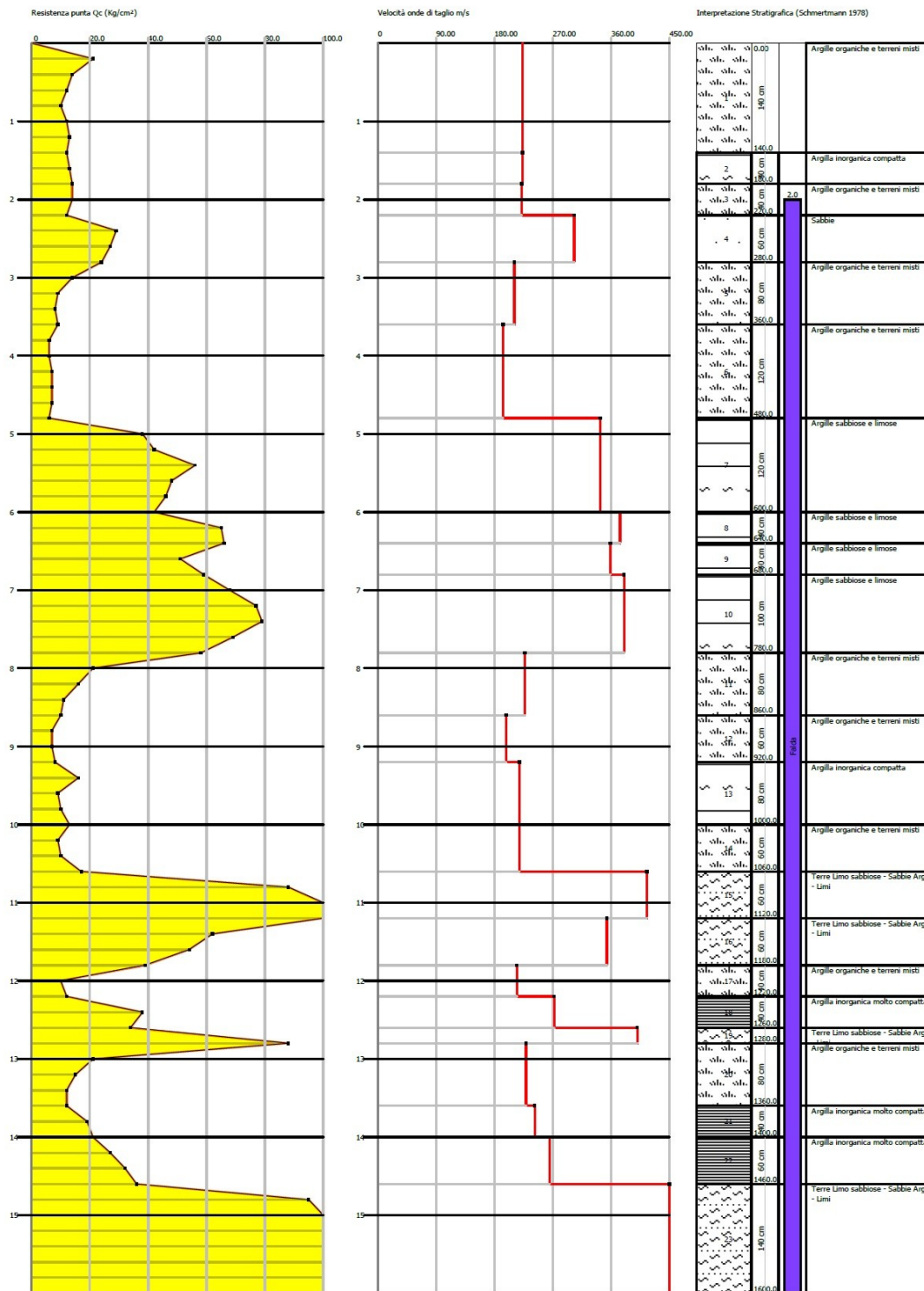


Figura 7: diagramma con velocità onde di taglio sino alla profondità della Prova Penetrometrica Statica CPT1.

Per l'intervento di progetto si farà riferimento alla stratigrafia media ricostruita per la Prova Penetrometrica Statica **CPT1** riportata nella Tabella **23** successiva.

In essa vi è l'indicazione del livello peggiore (n. 6 tra quelli ricostruiti) certamente interessato dall'azione della fondazione nell'interazione terreno – struttura. Essa sarà utilizzata anche per il calcolo dei cedimenti effettuato nel successivo Paragrafo **8** e con il calcolo di opportuni parametri, anche per la verifica alla liquefazione del terreno sotto azione sismica.

Nella suddetta Tabella sono inoltre riportati alcuni parametri geotecnici di interesse per lo svolgimento dei successivi calcoli (Metodo agli Stati Limite). In particolare la coesione non drenata C_u .

Per i successivi calcoli del carico limite di esercizio e agli stati limite si farà cautelativamente riferimento ai valori del livello ritenuto peggiore tra le due prove utilizzate, ed in particolare alla coesione non drenata: $C_u = 0,34 \text{ daN/cm}^2$.

La falda freatica è stata riscontrata, al momento dell'esecuzione della prova CPT1 alla profondità di circa - **2,00 m** dal piano campagna. Pertanto permanendo tale presunto livello di falda non sussistono problemi per il piano di posa delle fondazioni superficiali adottate. L'eventuale presenza d'acqua sul piano di posa delle fondazioni andrebbe però verificata al momento dello scavo delle stesse.

Il sottoscritto tecnico si rende disponibile al sopralluogo ed alle valutazioni del caso durante lo scavo delle fondazioni in modo da poter apportare eventuali accorgimenti qualora emergessero sostanziali differenze da quanto ipotizzato nel presente studio.

TERRENI COESIVI									
Coesione non drenata (Kg/cm ²)									
	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Lunne & Eide	Sunda Relazione Sperimentale	Lunne T.-Kleven A. 1981	Kjekstad. 1978 - Lunne, Robertson and Powell 1977	Lunne, Robertson and Powell 1977	Terzaghi
Strato 1	1.40	13.429	0.971	0.76	0.95	0.89	0.78	0.70	0.67
Strato 2	1.80	13.5	0.767	0.76	0.94	0.88	0.78	0.69	0.68
Strato 3	2.20	13.0	1.267	0.72	0.90	0.84	0.74	0.66	0.65
Strato 5	3.60	10.0	0.8	0.54	0.69	0.62	0.55	0.49	0.50
Strato 6	4.80	6.5	0.667	0.34	0.44	0.38	0.33	0.30	0.32
Strato 7	6.00	45.333	2.089	2.55	2.35	2.95	2.60	2.33	2.27
Strato 8	6.40	65.5	2.6	3.70	2.94	4.28	3.78	3.38	3.28
Strato 9	6.80	55.0	2.1	3.10	2.65	3.58	3.16	2.82	2.75
Strato 10	7.80	70.2	2.867	3.97	3.05	4.58	4.04	3.62	3.51
Strato 11	8.60	14.5	1.233	0.77	0.90	0.85	0.75	0.67	0.72
Strato 12	9.20	7.333	0.867	0.36	0.42	0.37	0.32	0.29	0.37
Strato 13	10.00	12.0	0.734	0.62	0.73	0.67	0.59	0.53	0.60
Strato 14	10.60	12.0	1.845	0.62	0.72	0.66	0.58	0.52	0.60
Strato 15	11.20	102.333	3.0	5.79	3.66	6.68	5.89	5.27	5.12
Strato 16	11.80	51.667	1.222	2.88	2.50	3.29	2.90	2.60	2.58
Strato 17	12.20	11.0	1.867	0.55	0.63	0.57	0.50	0.45	0.55
Strato 18	12.60	36.0	1.967	1.98	1.93	2.23	1.97	1.76	1.80
Strato 19	12.80	88.0	2.4	4.95	3.39	5.70	5.03	4.50	4.40
Strato 20	13.60	15.0	1.25	0.77	0.87	0.82	0.73	0.65	0.75
Strato 21	14.00	20.0	1.2	1.05	1.15	1.15	1.01	0.91	1.00
Strato 22	14.60	31.667	2.133	1.72	1.72	1.92	1.69	1.52	1.58
Strato 23	16.00	144.571	3.752	8.18	4.20	9.43	8.32	7.45	7.23

Tabella 23: coesione non drenata con indicazione del livello peggiore.

5. ELABORAZIONE DEI DATI RILEVATI CON INDAGINI IN SITU

Alcune caratteristiche meccaniche dei terreni in esame sono state desunte dai dati ottenuti dalla prova penetrometrica statica **CPT1** effettuata mediante alcune correlazioni con la R_p (resistenza di punta):

- ⇒ coesione non drenata $c_u = R_p/20$;
- ⇒ coefficiente di compressibilità volumetrica $m_v = 1/(\alpha R_p)$
(dove α parametro dipendente dal tipo di terreno).

Le correlazioni suddette dovrebbero dare, dal punto di vista teorico, risultati sufficientemente corrispondenti alla situazione reale, ma che rimangono comunque approssimati, poiché mancano riscontri diretti in laboratorio su campioni indisturbati di terreno.

Essi sono necessari per avere una stima precisa del comportamento dei terreni, soprattutto per quanto riguarda la loro compressibilità ed anche per il comportamento relativo alla possibilità di liquefazione dei terreni che sarà valutato nel successivo Paragrafo 10.

6. CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Ai fini della classificazione dell'azione sismica di progetto secondo le **NTC 2018** si debbono considerare le categorie di sottosuolo riportate nella successiva Tabella 24. Questo perché si ritiene che le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II. Pertanto si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s .

I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_s per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo. Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

La classificazione del sottosuolo si effettua sulla base delle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente $V_{s,eq}$ (m/s) di propagazione che rappresenta la velocità di propagazione delle onde di taglio secondo la seguente espressione:

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

dove:

- ⇒ h_i = spessore in metri dell'i-esimo strato;
- ⇒ $v_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- ⇒ N = numero degli 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.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tabella 24: categorie di sottosuolo secondo le NTC 2018.

Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita dalla normativa medesima al piano di imposta delle stesse. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$ ottenuto ponendo $H = 30$ m nella precedente espressione considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

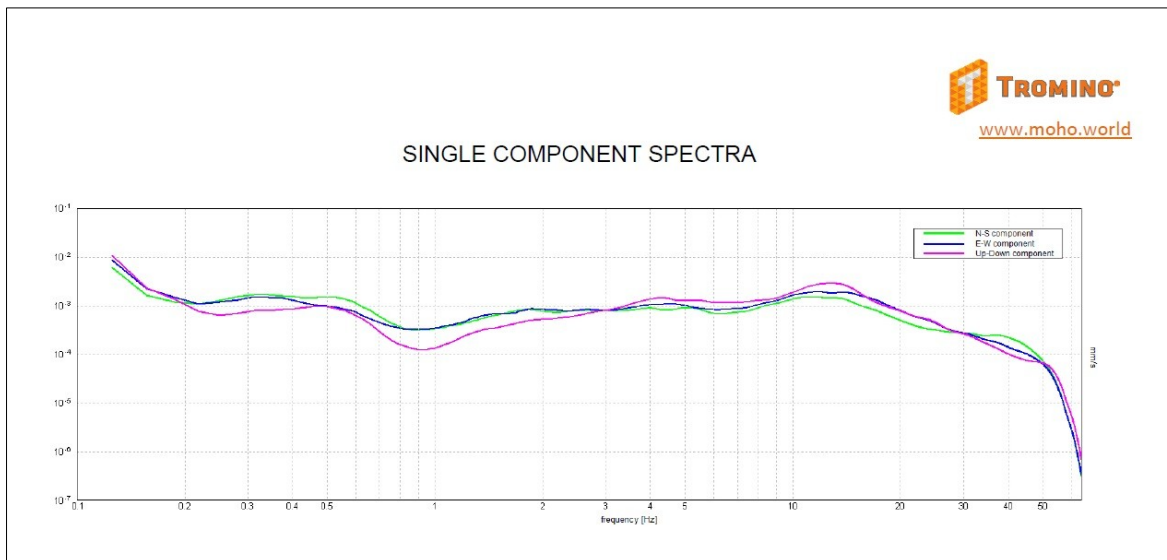


Figura 8: spettri delle singole componenti rilevate.

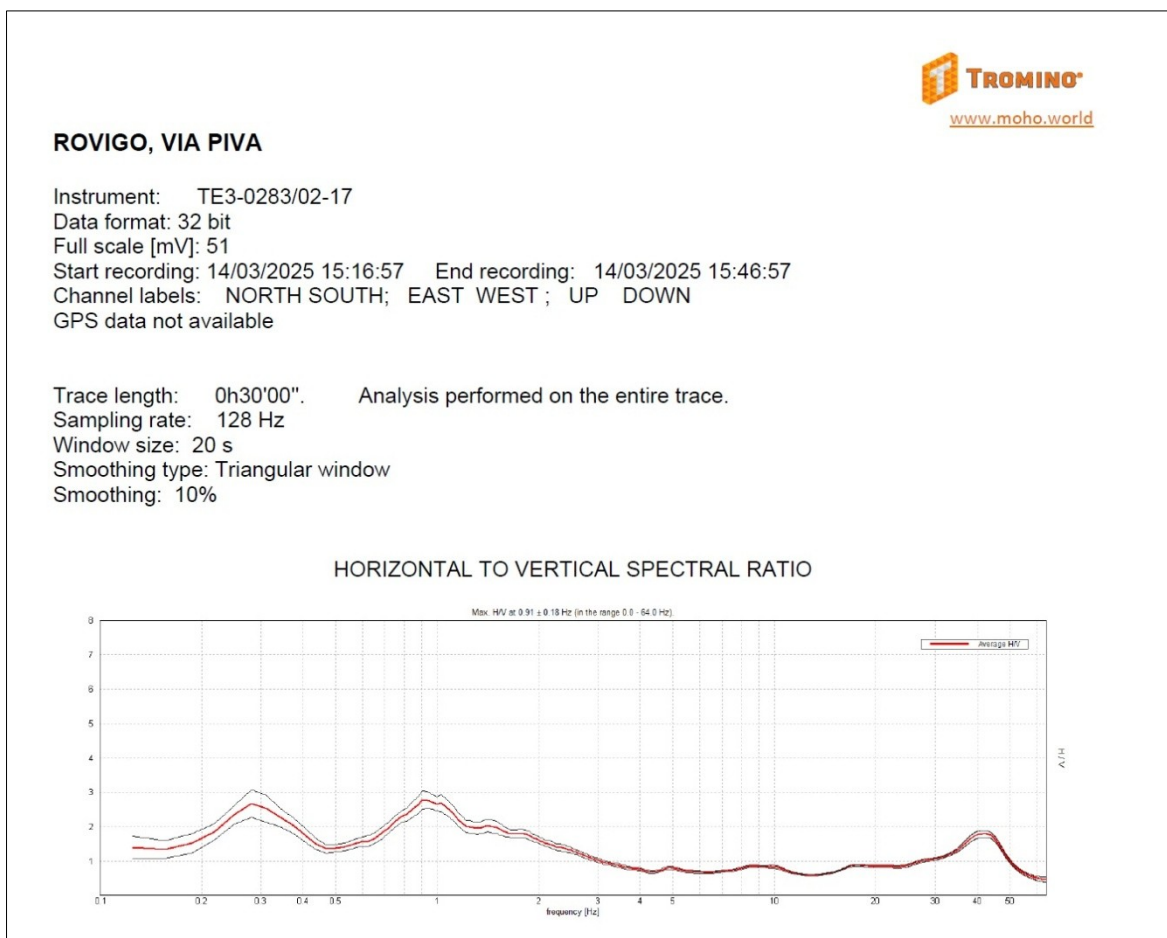


Figura 9: caratteristiche dello strumento usato e rapporto spettrale orizzontale su verticale.

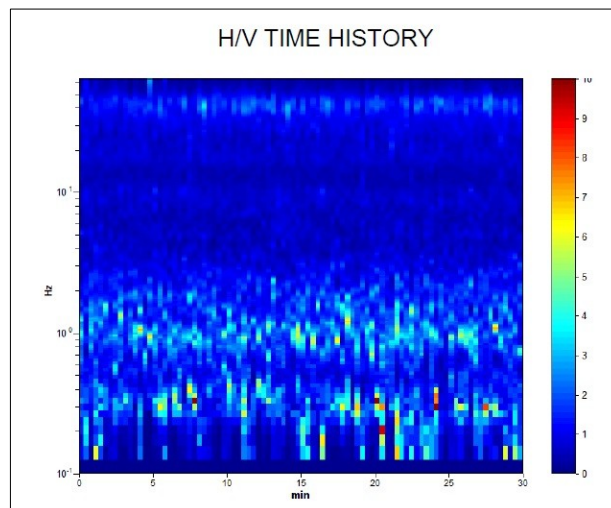


Figura 10: serie temporale orizzontale su verticale.

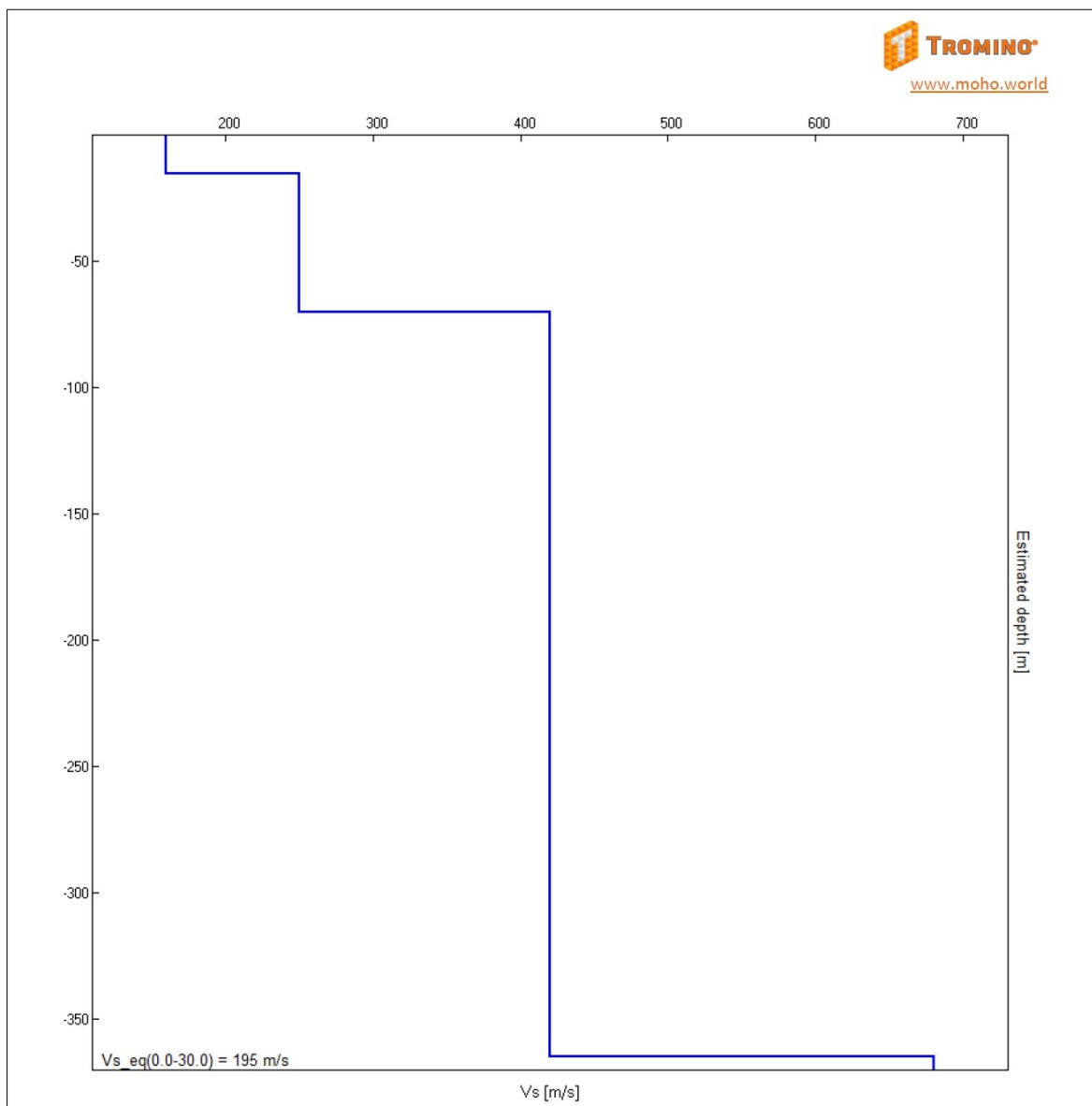
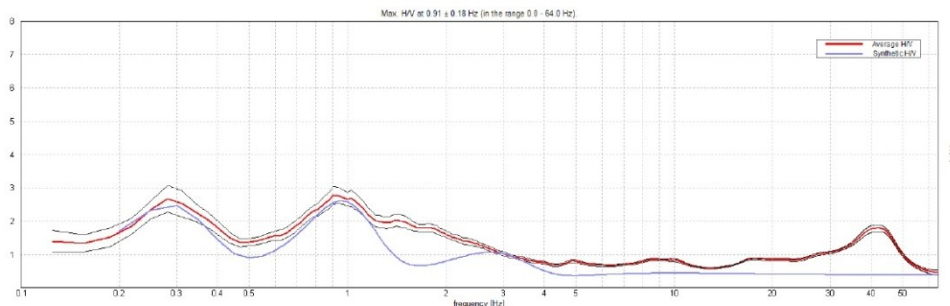


Figura 11: andamento della V_s rilevata con la strumentazione geofisica.

EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
15.00	15.00	160	0.49
70.00	55.00	250	0.48
365.00	295.00	420	0.45
inf.	inf.	680	0.45

$$V_{s_eq}(0.0-30.0) = 195 \text{ m/s}$$

Figura 12: determinazione della $V_{s,30}$.

Si sono riportate nelle figure precedenti i grafici che restituiscono gli spettri per la determinazione della velocità di propagazione delle onde di taglio a 30 m di profondità rilevandole da una profondità di 80 cm circa pari al piano di posa delle fondazioni.

E' evidente il valore rilevato della velocità di propagazione a **30 m** di profondità che si attesta su un valore di **195 m/s**. Questo porta a dire che la categoria di sottosuolo è di tipo C (180 m/s - 360 m/s).

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici, come quella di progetto, si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III delle NTC 2018):

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 25: caratteristiche della superficie topografica secondo le NTC 2018.

Per l'area di progetto si può adottare la classificazione stabilita in Tabella **25**. Pertanto si può ritenere l'ara di progetto rientrante in Categoria **T1**: superficie pianeggiante.

7. CALCOLO SECONDO IL METODO DEGLI STATI LIMITE

Secondo le nuove NTC 2018 il calcolo geotecnico è confermato che debba essere secondo il metodo degli Stati Limite. Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

dove:

$E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante;

$E_{stb,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del Terreno (GEO) deve essere rispettata la seguente 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.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 26: coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (tab. 6.2.I. N.T.C. 2018).

Tab. 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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 27: coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (tab. 6.2.II. N.T.C. 2018).

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 28: coefficienti parziali per gli stati limite ultimi di fondazioni superficiali (tab. 6.4.I. N.T.C.).

Come previsto dalle NTC 2018 la profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Per l'intervento in oggetto il piano di fondazione è situato ben sotto la coltre di terreno vegetale e sotto lo strato interessato dal gelo.

Per il livello di falda, essendo stata rilevata, in fase di esecuzione della prova CPT1 alla profondità di - 2,00 m da p.c., si ritiene pertanto che il piano di posa previsto a circa - 0,80 m dalla quota del piano campagna per fondazione a trave rovescia e a circa - 0,40 m per una fondazione superficiale a platea sia in effetti lontano da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

Per la presente situazione non risultano possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

1. SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - a. collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - b. collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - c. stabilità globale.
2. SLU di tipo strutturale (STR):
 - a. Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

APPROCCIO 1		APPROCCIO 2
Combinazione 1	A1+M1+R1	Combinazione unica
Combinazione 2	A2+M2+R2	A1+M1+R3

Tabella 29: approcci di calcolo secondo il metodo degli stati limite.

Per gli Stati Limite Ultimi delle fondazioni superficiali (previste a trave rovescia) sono ottenuti i seguenti valori dalle valutazioni geotecniche effettuate per l'intervento di progetto sulla base della C_u calcolata dalla stratigrafia ricostruita con il sondaggio effettuato e riferita al livello peggiore.

Per la determinazione del carico limite ultimo si è utilizzata sia la **Formula di Terzaghi** per fondazione superficiale a trave rovescia che la **Formula di Brinch - Hansen** per la fondazione superficiale a platea ed il valore dalla coesione non drenata più cautelativo riferito al livello peggiore ottenuto con la prova penetrometrica statica effettuata ed esattamente: $C_u = 0,34 \text{ daN/cm}^2$.

CALCOLO DEL CARICO LIMITE ULTIMO SECONDO LA FORMULA DI TERZAGHI PER LA STRATIGRAFIA DELLA PROVA CPT1							
Formula di Terzaghi:		$q_d \text{ (SLU)} = C_u \cdot N_c + q_0 \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma$					
APPROCCIO PROGETTUALE		γ_M	γ_R	$C_u \text{ (daN/cm}^2\text{)}$	N_c	$q_d \text{ (SLU) (daN/cm}^2\text{)}$	
APPR. 1	COMBINAZ. 1	A1-M1-R1	1.00	1.00	0.34	5.70	2.12
APPR. 1	COMBINAZ. 2	A2-M2-R2	1.40	1.80	0.24	5.70	0.87
APPR. 2	A1-M1-R3		1.00	2.30	0.34	5.70	0.92

Tabella 30: calcolo del carico limite ultimo secondo la formula di Terzaghi.

CARICO LIMITE ULTIMO SECONDO LA FORMULA DI BRINCH-HANSEN PER LA STRATIGRAFIA DELLA PROVA CPT1							
Formula di Brinch-Hansen:		$q_{amm} = C_u \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c + q_0 \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma$					
APPROCCIO PROGETTUALE		γ_M	γ_R	$C_u \text{ (daN/cm}^2\text{)}$	N_c	$q_d \text{ (SLU) (daN/cm}^2\text{)}$	
APPR. 1	COMBINAZ. 1	A1-M1-R1	1.00	1.00	0.34	5.70	2.35
APPR. 1	COMBINAZ. 2	A2-M2-R2	1.40	1.80	0.24	5.70	0.94
APPR. 2	A1-M1-R3		1.00	2.30	0.34	5.70	1.02

Tabella 31: calcolo del carico limite ultimo secondo la formula di Brinch - Hansen.

Si riporta di seguito quanto citato nel Paragrafo 6.4.2.2 delle NTC 2018 "VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)": *Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione [6.2.7], calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni.*

Forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

Si sottolinea che nel progetto delle strutture deve essere valutata opportunamente la distribuzione dei carichi gravanti sulle fondazioni per renderli il più possibile uniformi e distribuire il più possibile la trasmissione dei carichi sul terreno per una corretta interazione con lo stesso e ridurre il rischio di cedimenti differenziali tra i vari punti della struttura. Le dimensioni delle fondazioni deve essere stimata anche in relazione ai carichi orizzontali derivanti da una possibile azione sismica.

8. DETERMINAZIONE DEI CEDIMENTI – STATO LIMITE DI ESERCIZIO (S.L.E.)

La stima dei cedimenti è stata effettuata, in maniera approssimata, utilizzando il metodo edometrico con consolidazione monodimensionale del terreno sotto la fondazione.

Per quantificare i cedimenti sui vari lati della struttura e per valutare l'insorgenza di cedimenti differenziali, si è effettuato un calcolo degli stessi per la stratigrafia ricostruita con la **CPT1** per una fondazione superficiale a trave rovescia.

Si sono ipotizzate in questa fase dagli elaborati grafici forniti dal progettista alcune lunghezze ed alcune possibili larghezze della fondazione superficiale a trave rovescia e si è verificato il comportamento sotto l'azione di un possibile Stato Limite di Esercizio: 0,67 daN/cm².

Essi dovrebbero variare per una fondazione superficiale a **trave rovescia** (Tabelle 32, 33 e 34) da circa **1,89 cm** sino a circa **3,42 cm**.

Dai risultati ottenuti con la stima dei cedimenti si ritiene importante non superare tale valore del carico di esercizio al fine di non avere valori dei cedimenti troppo elevati ed evitare il rischio dell'insorgenza di cedimenti differenziati tra le varie porzioni di edificio.

FONDAZIONE SUPERFICIALE A TRAVE ROVESCIA – STRATIGRAFIA CPT1			
LARGHEZZA FONDAZIONE B (m)	LUNGHEZZA FONDAZIONE L (m)	STATO LIMITE DI ESERCIZIO (S.L.E.) (daN/cm ²)	CEDIMENTO CPT1 Δh (cm)
0,80	15,00	0,67	2,08
1,00	15,00	0,67	2,41
1,20	15,00	0,67	2,70
1,40	15,00	0,67	2,96
1,60	15,00	0,67	3,20
1,80	15,00	0,67	3,42

Tabella 32: cedimenti stimati per una fondazione superficiale a **TRAVE ROVESCIA** per la prova **CPT1** al variare della larghezza e per una lunghezza fissata.

FONDAZIONE SUPERFICIALE A TRAVE ROVESCIA – STRATIGRAFIA CPT1			
LARGHEZZA FONDAZIONE B (m)	LUNGHEZZA FONDAZIONE L (m)	STATO LIMITE DI ESERCIZIO (S.L.E.) (daN/cm ²)	CEDIMENTO CPT1 Δh (cm)
0,80	12,00	0,67	2,00
1,00	12,00	0,67	2,31
1,20	12,00	0,67	2,59
1,40	12,00	0,67	2,84
1,60	12,00	0,67	3,07
1,80	12,00	0,67	3,28

Tabella 33: cedimenti stimati per una fondazione superficiale a **TRAVE ROVESCIA** per la prova **CPT1** al variare della larghezza e per una lunghezza fissata.

FONDAZIONE SUPERFICIALE A TRAVE ROVESCIA – STRATIGRAFIA CPT1			
LARGHEZZA FONDAZIONE B (m)	LUNGHEZZA FONDAZIONE L (m)	STATO LIMITE DI ESERCIZIO (S.L.E.) (daN/cm ²)	CEDIMENTO CPT1 Δh (cm)
0,80	9,00	0,67	1,89
1,00	9,00	0,67	2,18
1,20	9,00	0,67	2,44
1,40	9,00	0,67	2,67
1,60	9,00	0,67	2,88
1,80	9,00	0,67	3,07

Tabella 34: cedimenti stimati per una fondazione superficiale a **TRAVE ROVESCIA** per la prova **CPT1** al variare della larghezze e per una lunghezza fissata.

FONDAZIONE SUPERFICIALE A PLATEA – STRATIGRAFIA CPT1			
LARGHEZZA FONDAZIONE B (m)	LUNGHEZZA FONDAZIONE L (m)	STATO LIMITE DI ESERCIZIO (S.L.E.) (daN/cm ²)	CEDIMENTO CPT1 Δh (cm)
13,00	16,00	0,20	2,33
13,00	16,00	0,30	3,50
13,00	16,00	0,40	4,67
13,00	16,00	0,50	5,83
13,00	16,00	0,60	6,99

Tabella 35: cedimenti stimati per una fondazione superficiale a **PLATEA** per la prova **CPT1** al variare del carico agente e per una larghezza e una lunghezza ipotizzata.

Per una fondazione superficiale a platea invece si è ipotizzata la dimensione sulla base del massimo ingombro previsto anche se al momento non vi è un elaborato architettonico esecutivo e si è studiato il comportamento al variare del carico agente come Stato Limite di Esercizio: **0,20 daN/cm² - 0,60 daN/cm²**.

I cedimenti (Tabella 35) per un possibile edificio con fondazione superficiale a platea potrebbero variare da circa **2,33 cm** sino a circa **6,99 cm** a seconda del carico agente che sarà applicato e che dovrà essere definito in fase di modellistica strutturale.

Per una fondazione superficiale a platea il carico di esercizio agente è in genere contenuto. Ovviamente per una fondazione superficiale a platea all'aumentare del carico aumentano i cedimenti poiché si interessano strati più in profondità con il bulbo di pressione.

Bisogna però evidenziare che l'edificio sarà realizzato su un terreno già consolidato in parte dalla presenza dell'edificio esistente.

La dimensione esatta delle fondazioni deve però essere verificato in sede di modellistica strutturale sulla base della combinazione dei carichi agenti sulle fondazioni oltre che sulla base della modellistica antisismica.

Sempre con l'applicazione della apposita modellistica strutturale deve essere posta molta attenzione alla distribuzione dei carichi in modo che l'aggravio sul terreno (lo stato tensionale gravante sul terreno) sia il più possibile uniforme e quindi contenere l'insorgenza di cedimenti differenziali.

I cedimenti stimati si dovrebbero verificare in parte durante la costruzione dell'opera ed i cedimenti differenziali si possono ritenere contenuti sulla base dei valori calcolati.

La presenza dell'edificio esistente ha già consolidato in parte il terreno. Pertanto è probabile che i cedimenti reali siano più contenuti di quelli teorici calcolati.

Si rimanda in fase di progetto delle strutture la scelta e la verifica delle fondazioni. Al momento non si dispone del valore preciso dei carichi agenti e si è effettuata una stima del comportamento della interazione terreno struttura secondo le due possibili tipologie di fondazioni superficiali.

E' importante conoscere esattamente i carichi agenti. Pertanto definito l'esecutivo architettonico sarebbe opportuno provvedere ad una verifica più precisa dei cedimenti.

Deve altresì essere chiaro che i cedimenti con una fondazione superficiale a platea risultano maggiori rispetto a quelli derivanti da una fondazione superficiale a trave rovescia. Pertanto con questa tipologia di fondazione bisogna cercare di contenere il più possibile i carichi agenti.

9. SPETTRI DI RISPOSTA

Si è fatto riferimento al documento excel Spettri NTC per la verifica degli spettri di risposta dell'azione sismica relativi al sito di progetto. Dal sito del Consiglio Superiore del LLPP si rimanda ancora alla versione in utilizzo con le NTC 2008 pur riferendosi alle NTC 2018.

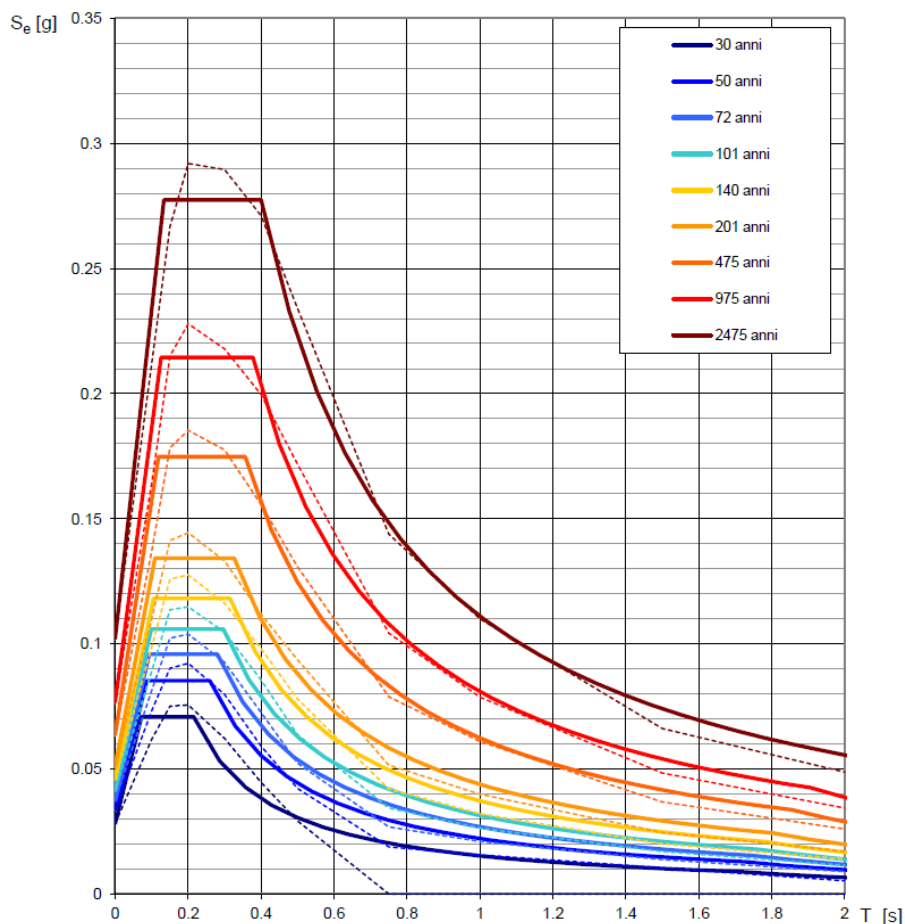


Figura 13: descrizione del programma utilizzato per la definizione degli spettri.



Figura 14: Fase 1 individuazione della pericolosità del sito.

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



NOTA:

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Figura 15: spettri di risposta elastici al variare del tempo di ritorno.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

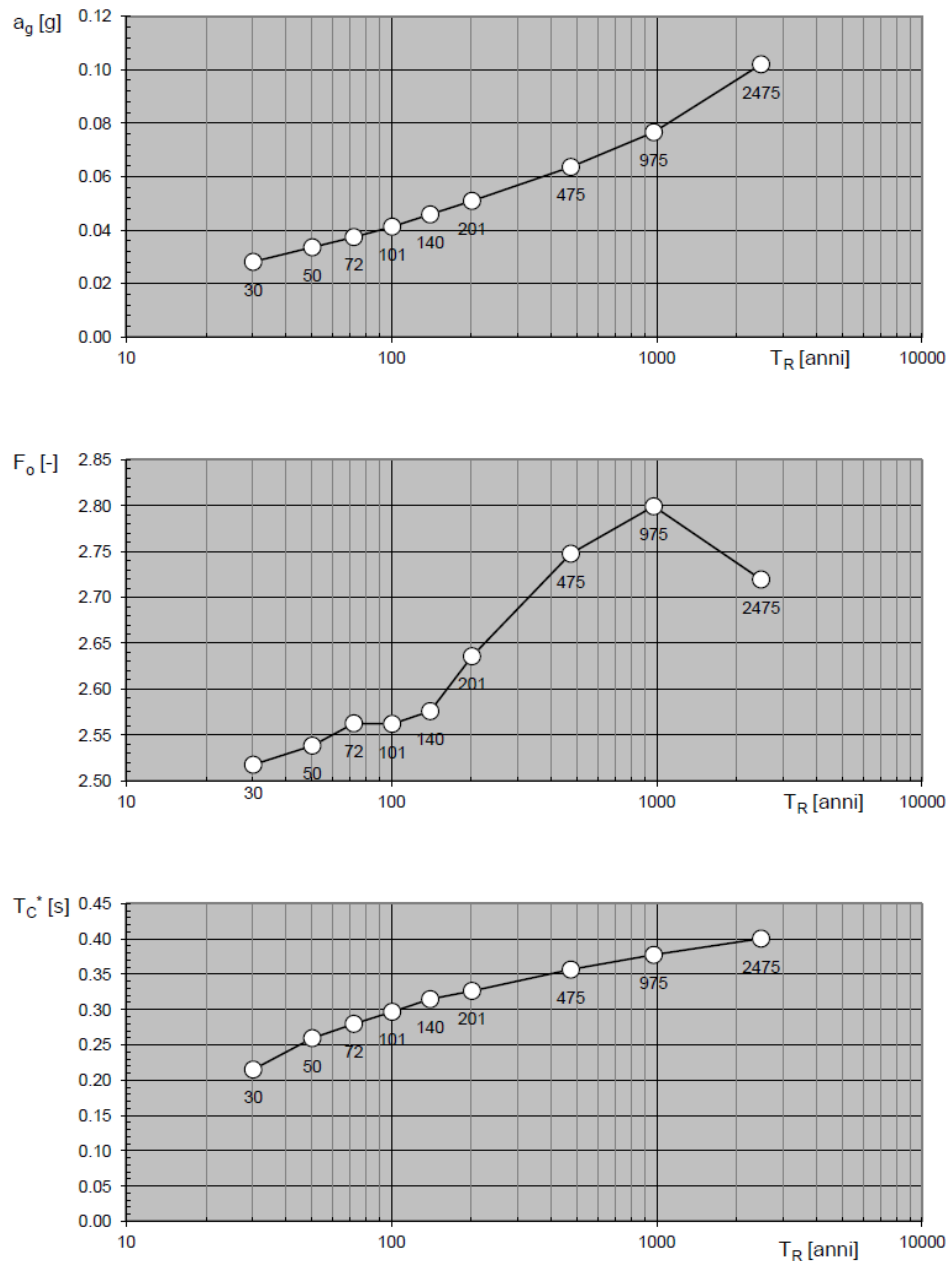
T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0.028	2.517	0.215
50	0.034	2.538	0.259
72	0.037	2.563	0.280
101	0.041	2.562	0.297
140	0.046	2.576	0.315
201	0.051	2.636	0.326
475	0.064	2.748	0.357
975	0.077	2.799	0.377
2475	0.102	2.720	0.400

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Figura 16: tabella riassuntiva dei parametri al variare del tempo di ritorno.

Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver. 1.0.2"

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* : variabilità col periodo di ritorno T_R



La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Figura 17: grafico dei valori dei parametri al variare del tempo di ritorno.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	30
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	50
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	475
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	975

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 18: Fase 2 - scelta della strategia di progettazione.

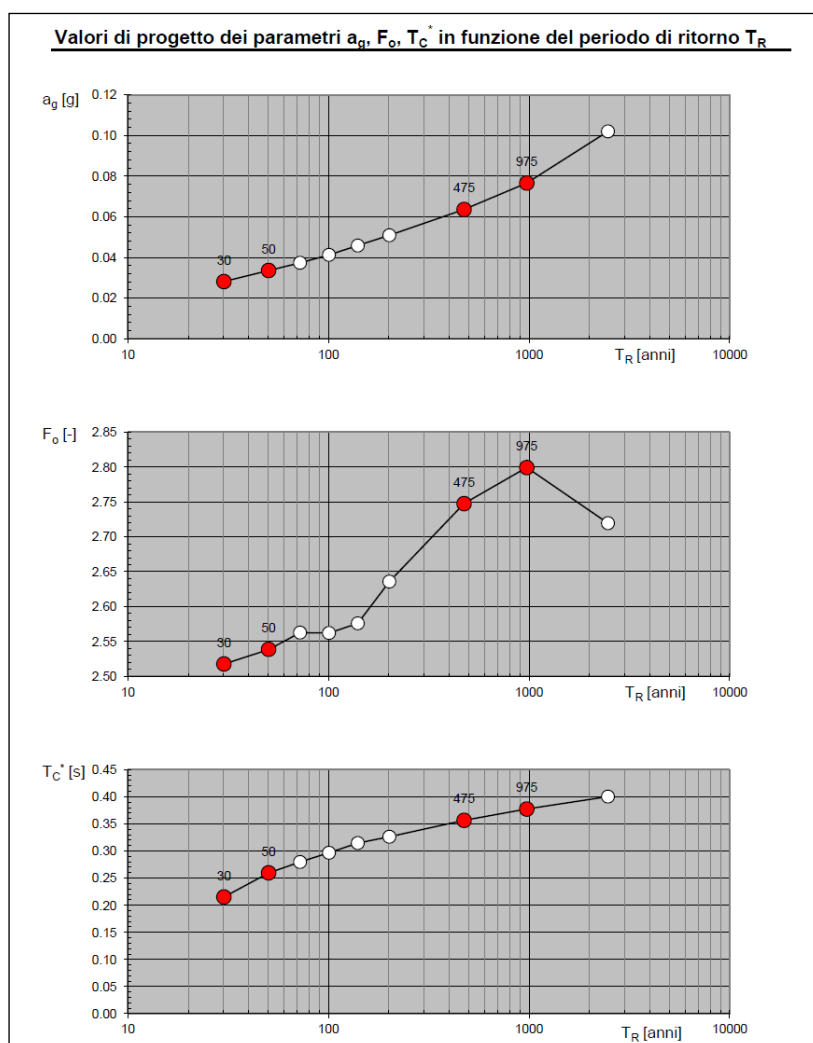
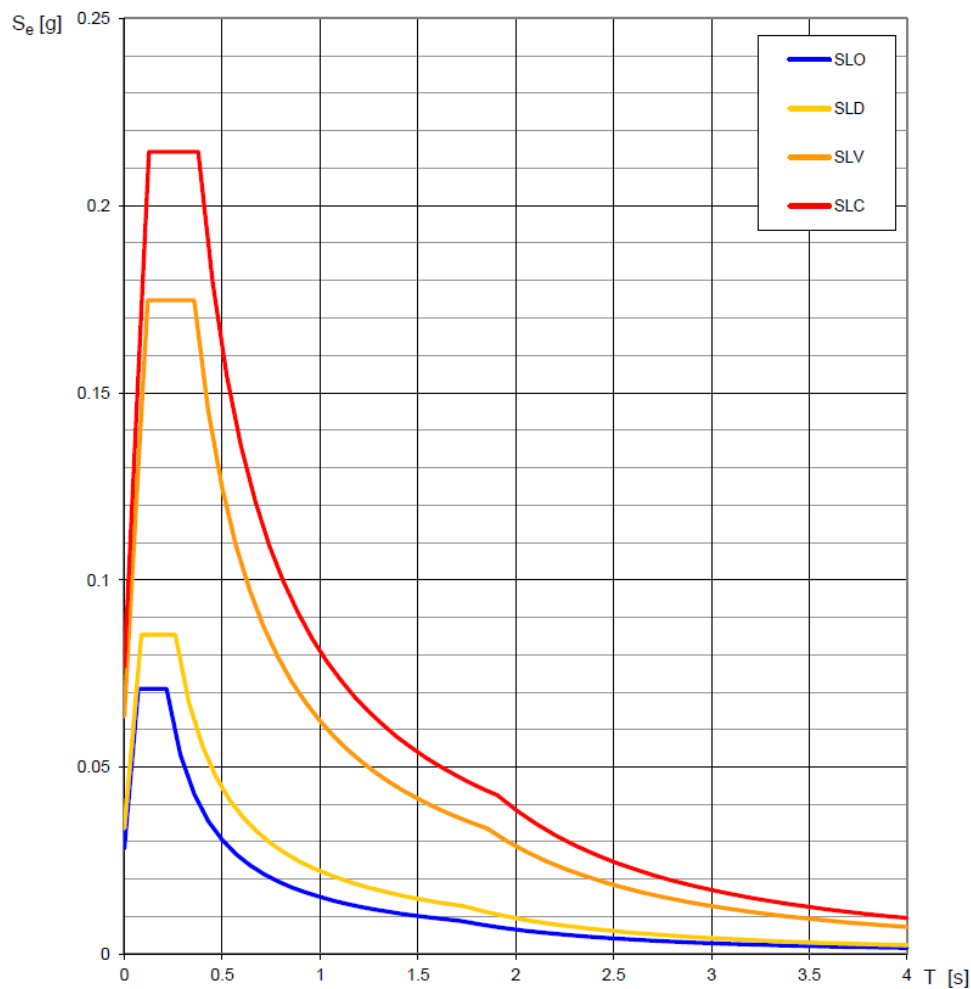


Figura 19: Fase 2 - valori di progetto dei parametri in funzione del tempo di ritorno.

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Figura 20: Fase 2 - spettri di risposta elastici per diversi stati limite.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0.028	2.518	0.215
SLD	50	0.034	2.539	0.260
SLV	475	0.064	2.748	0.357
SLC	975	0.077	2.799	0.377

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Figura 21: Fase 2 - valori dei parametri per periodi di ritorno diversi associati agli SL.

10. VERIFICA DEL SITO NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

La categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione, ai fini della definizione della azione sismica di progetto, considerato il piano di posa delle fondazioni e l'interazione terreno struttura, sulla base dei valori di v_s calcolati e sulla base della conoscenza del sito da parte del sottoscritto tecnico, può essere classificata come categoria del tipo C.

In riferimento poi al Paragrafo 7.11.3.4. delle NTC 2018 "STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE" si è rilevato, dalle verifiche condotte, che il sito in esame dovrebbe essere esente da pericoli di instabilità dei pendii e di liquefazione dei terreni in caso di evento sismico per una magnitudo pari a 5,5.

La liquefazione denota una diminuzione di resistenza a taglio e/o rigidità a causa di un aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento causato da un evento sismico tale da causare deformazioni permanenti significative sino al completo annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

Pertanto il problema principale da analizzare, durante le valutazioni di carattere geotecnico, è la suscettibilità alla liquefazione del terreno quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda.

In pratica è necessario valutare il potenziale di liquefazione del terreno dove deve essere realizzata la costruzione.

Tutti i metodi attualmente disponibili per valutare la suscettibilità alla liquefazione dei terreni possono essere suddivisi nelle seguenti categorie:

1. criteri empirici;
2. metodi semplificati;
3. metodi di analisi dinamica;
4. metodi probabilistici.

Dopo aver caratterizzato il terreno attraverso l'interpretazione di dati provenienti dalla prova penetrometrica statica CPT1 effettuata, è stata eseguita una stima del rischio di liquefazione di terreni sotto falda in condizioni sismiche, mediante il metodo semplificato di "**Robertson e Wride**".

Il metodo semplificato è basato sulla determinazione della resistenza al taglio mobilitata CRR da prove penetrometriche statiche CPT.

I dati del sisma di progetto vengono ricavati attraverso l'analisi probabilistica dei dati provenienti dal Catalogo Sismico Nazionale. Nel nostro caso si prende come riferimento un sisma di magnitudo pari a 6,0.

Per valutare la resistenza di un terreno alla liquefazione è richiesta la stima della domanda di resistenza ciclica alla liquefazione (CSR) e della capacità di resistenza del terreno alla liquefazione espressa in termini di resistenza ciclica (CRR). La conoscenza di questi due parametri consente la valutazione del fattore di sicurezza.

Il CSR (Rapporto di Sforzo Ciclico) dipende dallo sforzo totale ed efficace del sovraccarico dello strato di terreno ed è corretto da un fattore di riduzione della sollecitazione detto r_d che diminuisce con l'aumentare della profondità. Seed e Idriss (1971) hanno formulato la seguente equazione per ricavare CSR:

$$CSR = 0,65 \cdot r_d \cdot (a_{max}/g) \cdot (\sigma_{v0}/\sigma'_{v0})$$

- a_{max} = accelerazione orizzontale di picco SLV del sito in oggetto;
 σ_{v0} = tensione verticale litostatica totale;
 σ'_{v0} = tensione verticale litostatica effettiva;
 g = accelerazione di gravità;
 rd = $1 - 0,00765 z$ = fattore di riduzione delle tensioni alla profondità interessata;
 z = profondità in metri dal piano di campagna;

Il passo successivo è arrivare a determinare la Capacità di Resistenza alla Liquefazione (**CRR_{7,5}**) dai dati della prova CPT eseguita.

L'esponente di sforzo n , nella formula che serve per calcolare la resistenza del terreno indicata con **Q**, varia con la tipologia di suolo.

Per sabbie pulite il valore è $n = 0,5$ mentre $n = 1$ è caratteristico delle argille. Per limi sabbiosi e sabbie limose esso assume un valore intermedio ai due.

È necessaria pertanto una procedura di interazione per valutare n e l'indice I_c per arrivare così a definire il tipo di suolo. L'indice I_c è calcolato con la seguente espressione:

$$I_c = [(3,47 - \log Q)^2 + (1,22 + \log F)^2]^{0,5}$$

dove:

$$Q = [(q_c - \sigma_{v0})/P_a] \cdot [P_a / \sigma'_{v0}]^n$$

$$F = [f_s / (q_c - \sigma_{v0})] \cdot 100\%$$

dove:

- ⇒ q_c è la resistenza alla punta misurata;
- ⇒ P_a è la tensione di riferimento (1 atmosfera) nelle stesse unità di σ'_{v0} ;
- ⇒ f_s è l'attrito del manicotto;
- ⇒ n è un'esponente che dipende dal tipo di suolo.

La procedura di calcolo si esplica in tre fasi.

(Fase 1) Anzitutto si procede al calcolo della resistenza Q assumendo un esponente di sforzo $n = 1$ previsto per suolo argilloso.

Se il calcolo di I_c in tal modo da un valore $> 2,6$ allora il suolo è classificato come argilloso e pertanto non è considerato a rischio di liquefazione. In questo caso il calcolo si può ritenere terminato.

Se invece $I_c < 2,6$ allora in questo caso si passa alla Fase 2 poiché il suolo si può ritenere di natura granulare e si ripete il calcolo di Q usando un esponente $n = 0,5$.

Se il ricalcolo di I_c è $< 2,6$ allora il suolo è classificato come non plastico e granulare. Questo valore di I_c sarà pertanto usato per calcolare la resistenza alla liquefazione.

Se il ricalcolo di I_c è $> 2,6$ (Fase 3) allora il suolo è probabilmente limo e possibilmente plastico. In questo caso il calcolo di Q sarà effettuato usando un esponente intermedio: $n = 0,7$.

Ottenuto il valore di I_c l'esponente n sarà allora utilizzato per calcolare il valore della resistenza alla liquefazione: q_{c1N} . La misura della resistenza penetrometrica statica è corretta utilizzando la seguente equazione:

$$q_{c1N} = C_q \cdot (q_c / P_a)$$

dove:

- ⇒ $C_q = 1,7$ per piccole profondità ed è un fattore di normalizzazione;
- ⇒ P_a = pressione atmosferica; nella stessa unità di misura usata per σ_{v0} ;
- ⇒ n = esponente usato per il calcolo di I_c ;
- ⇒ q_c = resistenza penetrometrica misurata in campagna.

Si applica poi la seguente relazione che consente di trasformare la resistenza penetrometrica normalizzata q_{c1N} per limi e sabbie in equivalente a sabbia pulita con valore $(q_{c1N})_{cs}$:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c \cdot q_{c1N}$$

Dove K_c è un fattore di correzione per le caratteristiche granulometriche definito dalla seguente relazione (Robertson e Wride, 1998):

- ⇒ $K_c = 1$ per $I_c \leq 1,64$
- ⇒ $K_c = -0,403 \cdot I_c^4 + 5,58 \cdot I_c^3 - 21,63 \cdot I_c^2 + 33,75 \cdot I_c - 17,88$

Rimane dunque da determinare il valore della capacità di resistenza alla liquefazione CRR. Secondo Robertson e Wride (1998) è possibile determinare anche attraverso abachi grafici il valore di CRR per terremoti di magnitudo 7,5.

Robertson e Wride modificato:

$$(q_{c1N})_{CS} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

$$\Delta q_{c1N} = [k_c / (1 - k_c)] \cdot q_{c1}$$

dove K_c dipende dal contenuto di fine, FC (%):

- $\Rightarrow K_c = 0$ per $FC \leq 5$;
- $\Rightarrow K_c = 0,0267(FC - 5)$ per $5 < FC \leq 35$;
- $\Rightarrow K_c = 0,8$ per $FC > 35$.

FC (%) viene calcolato mediante l'espressione seguente:

$$FC (\%) = 1,75 \cdot (I_c)^{3,25} - 3,7$$

La resistenza alla liquefazione per una magnitudo pari a 7,5 (**CRR_{7,5}**) si calcola con le espressioni seguenti:

$\Rightarrow$ se $(q_{c1N})_{CS} < 50$:

$$CRR = 0,833 \cdot [(q_{c1N})_{CS} / 1000] + 0,05$$

$\Rightarrow$ se $50 \leq (q_{c1N})_{CS} < 160$:

$$CRR = 93 \cdot [(q_{c1N})_{CS} / 1000]^3 + 0,08$$

dove $(q_{c1N})_{CS}$ è la resistenza alla punta normalizzata a circa 100 kPa (1 atm).

Il Rapporto di Tensione Ciclica per eventi sismici di magnitudo 7,5 (**CSR_{7,5}**) si determina dalla seguente espressione:

$$(\tau_{av} / \sigma'_{v0}) = \mathbf{CSR}_{7,5} = 0,65 \cdot (a_g / g) \cdot (\sigma_{v0} / \sigma'_{v0}) \cdot r_d$$

Per magnitudo diverse occorre introdurre il fattore correttivo **MSF (Magnitudo Scaling Factor)** come raccomandato dal **NCEER** (Tabella 36):

$$CSR = \mathbf{CSR}_{7,5} / \mathbf{MSF}$$

Magnitudo	Seed H.B. & Idriss I.M. (1982)	Ambraseys N.N (1988).	NCEER (Seed R. B. et alii) (1997; 2003)
5,5	1,43	2,86	2,21
6,0	1,32	2,20	1,77
6,5	1,19	1,69	1,44
7,0	1,08	1,30	1,19
7,5	1,00	1,00	1,00
8,0	0,94	0,67	0,84
8,5	0,89	0,44	0,73

Tabella 36: fattore di scala della magnitudo derivato da diversi ricercatori.

Per determinare il valore del coefficiente riduttivo **r_d** vengono utilizzate le formule raccomandate da un gruppo di esperti del **NCEER (National Center for Earthquake Engineering Research)**:

$\Rightarrow$ per $z < 9,15$ m:

$$r_d = 1,0 - 0,00765 \cdot z$$

$\Rightarrow$ per $9,15 \leq z < 23$ m:

$$r_d = 1,174 - 0,00267 \cdot z$$

Il fattore di sicurezza alla liquefazione **FS** viene determinato dalla relazione:

$$FS = CRR / CSR$$

mentre l'indice e il rischio di liquefazione vengono calcolati con il metodo di **Iwasaki et al. (1978; 1984)**.

DATI GENERALI

Titolo lavoro: PIANO URBANISTICO ATTUATIVO "DOMENICO PIVA"
 Codice identificativo: GEO202505
 Cliente: ADIGE SRL
 Indirizzo, Coordinate: VIA DOMENICO PIVA N. 9 ROVIGO
 Data: 17/07/2025
 Normativa: Norme Tecniche Costruzioni 2018, Decreto 17 Gen. 2018
 Fattore sicurezza normativa: 1.25
 FALDA
 Profondità falda idrica: 2 m
 CARICHI SUL PIANO CAMPAGNA
 Base: 13 m
 Lunghezza: 16 m
 Carico in superficie: 55 kPa
 Metodo calcolo stato tensionale: Bussinesq
 Coefficiente di Poisson: 0.25
 DATI SISMICI
 Accelerazione Bedrock: 0.06
 Fattore amplificazione: 0.06
 Tipo Suolo: C-Sabbie, ghiaie mediamente addensate, argille di media consistenza Vs30=180-360
 Morfologia: T1-Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\alpha \leq 15^\circ$
 Coefficiente amplificazione stratigrafica (SS): 1.5
 Coefficiente amplificazione topografica (ST): 1
 Magnitudo momento sismico (Mw): 5.5
 Peak ground acceleration (PGA): 0.09

PARAMETRI GEOTECNICI

Strato Nr	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	Peso unità volume (KN/mc)	Peso unità volume saturato (KN/mc)	Resistenza qc (KPa)	Resistenza attrito laterale fs (KPa)
1	0	1.4	19	20	1316	95
2	1.4	1.8	19	20	1323	78
3	1.8	2.2	19	20	1274	82
4	2.2	2.8	18	21	2613	85
5	2.8	3.6	18.5	19	980	82
6	3.6	4.8	17.7	18.5	637	65
7	4.8	6	18	21	4443	179
8	6	6.4	18	21	6419	245
9	6.4	6.8	18	21	5390	199
10	6.8	7.8	18	21	6880	284
11	7.8	8.6	19.1	20	1421	154
12	8.6	9.2	17.8	18.6	719	63
13	9.2	10	18.7	19.5	1176	87
14	10	10.6	18.7	19.5	1176	124
15	10.6	11.2	18	21	10029	255
16	11.2	11.8	18	21	5063	207
17	11.8	12.2	18.5	19.3	1078	105
18	12.2	12.6	20.6	21.4	3528	265
19	12.6	12.8	18	21	8624	124
20	12.8	13.6	19.1	20	1470	173
21	13.6	14	19.6	20.4	1960	56
22	14	14.6	20.4	21.2	3103	179
23	14.6	16	18	21	14168	403

Correzione per la magnitudo (MSF)

2.21

Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Profondità dal p.c. (m)	2.20	2.40	2.60	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80
Pressione litostatica totale (KPa)	55.719	59.909	64.096	68.281	72.064	75.845	79.624	83.401	87.075
Pressione verticale effettiva (KPa)	53.758	55.986	58.212	60.436	62.258	64.077	65.895	67.710	69.423
Resistenza alla punta normalizzata Q	22.662	34.922	39.209	38.121	14.584	14.110	13.664	13.242	7.921
Attrito laterale normalizzato F(%)	6.731	3.329	3.335	3.340	9.031	9.069	9.107	9.146	11.820
Indice di comportamento Ic	2.944	2.598	2.561	2.571	3.171	3.182	3.194	3.205	3.445
Correzione per la pressione litostatica efficace CQ	1.7	1.336475	1.50052	1.458914	1.606228	1.560612	1.517567	1.476883	1.440444
Resistenza alla punta corretta qc1 (KPa)	132.997	115.714	121.454	120.157	139.222	137.698	136.243	134.852	120.198
Coefficiente riduttivo (rd)	0.983	0.982	0.980	0.979	0.977	0.976	0.974	0.972	0.971
Resistenza alla liquefazione (CRR)	0.299	0.224	0.247	0.241	0.331	0.323	0.315	0.308	0.241
Sforzo di taglio normalizzato (CSR)	0.027	0.028	0.029	0.029	0.030	0.031	0.031	0.032	0.032
Coefficiente di sicurezza Fs	11.083	8.064	8.639	8.252	11.062	10.568	10.124	9.722	7.496
Suscettibilità di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione
Indice di liquefazione	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Rischio	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso

20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
6.00	5.80	5.60	5.40	5.20	5.00	4.80	4.60	4.40	4.20	4.00
130.327	126.180	122.031	117.879	113.725	109.568	105.409	101.747	98.083	94.416	90.747
91.100	88.915	86.727	84.537	82.344	80.148	77.950	76.250	74.547	72.841	71.133
46.550	47.118	47.709	48.323	48.962	49.628	6.820	7.020	7.229	7.449	7.679
4.151	4.147	4.143	4.139	4.135	4.131	12.227	12.144	12.061	11.980	11.899
2.574	2.570	2.566	2.562	2.558	2.553	3.503	3.492	3.480	3.469	3.457
1.047707	1.060505	1.073798	1.087621	1.102008	1.116999	1.282866	1.311476	1.341436	1.372844	1.405808
147.655	148.365	149.102	149.865	150.658	151.482	115.627	116.462	117.335	118.246	119.200
0.954	0.956	0.957	0.959	0.960	0.962	0.963	0.965	0.966	0.968	0.969
0.379	0.384	0.388	0.393	0.398	0.403	0.224	0.227	0.230	0.234	0.238
0.036	0.036	0.036	0.035	0.035	0.035	0.034	0.034	0.034	0.033	0.033
10.507	10.696	10.898	11.114	11.346	11.595	6.494	6.662	6.845	7.044	7.260
Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso

31	29	28	27	26	25	24	23	22	21
8.20	7.80	7.60	7.40	7.20	7.00	6.80	6.60	6.40	6.20
175.396	167.547	163.420	159.290	155.159	151.026	146.891	142.753	138.614	134.471
114.595	110.668	108.502	106.335	104.165	101.993	99.819	97.643	95.464	93.283
10.870	65.400	66.049	66.719	67.411	68.125	53.949	54.547	65.697	66.461
12.363	4.231	4.228	4.226	4.223	4.221	3.795	3.792	3.901	3.898
3.357	2.479	2.476	2.473	2.470	2.467	2.502	2.498	2.452	2.448
0.8726398	0.9505792	0.9600202	0.9697568	0.9798052	0.9901823	1.000907	1.011999	1.023481	1.035375
144.051	174.322	175.077	175.854	176.655	177.482	149.794	150.470	166.615	167.464
0.937	0.940	0.942	0.943	0.945	0.946	0.948	0.950	0.951	0.953
0.358	0.573	0.579	0.586	0.593	0.600	0.393	0.397	0.510	0.517
0.038	0.038	0.038	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.036
9.433	15.206	15.431	15.668	15.918	16.182	10.638	10.806	13.965	14.226
Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso

42	41	40	39	38	37	36	35	34	33	32
10.40	10.20	10.00	9.80	9.60	9.40	9.20	9.00	8.80	8.60	8.40
217.025	213.215	209.404	205.593	201.780	197.966	194.151	190.515	186.878	183.239	179.318
134.649	132.801	130.951	129.101	127.249	125.397	123.543	121.869	120.192	118.515	116.556
7.122	7.250	7.381	7.517	7.656	7.800	4.248	4.337	4.427	10.444	10.653
12.930	12.879	9.001	8.965	8.930	8.895	12.003	11.921	11.839	12.442	12.403
3.505	3.498	3.391	3.384	3.376	3.369	3.655	3.647	3.638	3.371	3.364
0.7426714	0.7530093	0.7636439	0.7745889	0.7858583	0.7974676	0.8094325	0.8205567	0.8320001	0.8437774	0.8579601
123.891	124.492	109.320	109.802	110.296	110.804	99.603	99.903	100.214	142.123	143.073
0.896	0.902	0.907	0.912	0.918	0.923	0.928	0.931	0.933	0.934	0.936
0.257	0.259	0.202	0.203	0.205	0.207	0.172	0.173	0.174	0.347	0.352
0.038	0.038	0.038	0.038	0.038	0.039	0.039	0.039	0.038	0.038	0.038
6.721	6.775	5.252	5.285	5.320	5.357	4.454	4.486	4.525	9.081	9.253
Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso

53	52	51	50	49	48	47	46	45	44	43
12.60	12.40	12.20	12.00	11.80	11.60	11.40	11.20	11.00	10.80	10.60
261.378	257.193	253.008	249.242	245.477	241.371	237.264	233.158	229.050	224.942	220.834
157.428	155.204	152.980	151.176	149.371	147.227	145.082	142.936	140.790	138.644	136.497
20.750	21.074	5.393	5.482	32.252	32.750	33.262	83.885	84.522	85.174	6.998
8.112	8.102	12.727	12.670	4.297	4.293	4.290	2.603	2.602	2.601	12.982
3.028	3.023	3.592	3.585	2.698	2.693	2.688	2.251	2.248	2.246	3.512
0.6352115	0.6443135	0.6536804	0.6614815	0.6694722	0.6792244	0.6892666	0.8364283	0.8427786	0.8492774	0.7326177
158.233	159.150	111.583	111.975	135.056	135.760	136.480	151.028	151.607	152.200	123.305
0.838	0.843	0.848	0.854	0.859	0.864	0.870	0.875	0.880	0.886	0.891
0.448	0.455	0.209	0.211	0.309	0.313	0.316	0.400	0.404	0.408	0.254
0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.038	0.038	0.038	0.038	0.038
12.190	12.311	5.637	5.656	8.278	8.342	8.411	10.604	10.666	10.731	6.670
Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso

64	63	62	61	60	59	58	57	56	55	54
14.80	14.60	14.40	14.20	14.00	13.80	13.60	13.40	13.20	13.00	12.80
305.623	301.516	297.369	293.223	289.077	285.091	281.105	277.199	273.294	269.389	265.484
180.098	177.952	175.767	173.582	171.397	169.372	167.348	165.404	163.460	161.516	159.572
105.573	15.743	15.962	16.187	9.749	9.889	7.104	7.211	7.321	7.433	68.270
2.907	6.389	6.380	6.371	3.351	3.343	14.551	14.504	14.456	14.409	1.484
2.220	3.044	3.040	3.035	3.033	3.028	3.540	3.535	3.529	3.523	2.147
0.7451525	0.5619481	0.5689356	0.576098	0.5834419	0.5904162	0.5975583	0.6045821	0.6117723	0.6191353	0.7916296
181.157	126.462	127.019	127.586	81.458	81.675	130.362	130.927	131.504	132.094	105.639
0.779	0.784	0.790	0.795	0.800	0.806	0.811	0.816	0.822	0.827	0.832
0.633	0.268	0.271	0.273	0.130	0.131	0.286	0.289	0.291	0.294	0.190
0.035	0.035	0.035	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.037
18.102	7.627	7.658	7.690	3.649	3.643	7.938	7.979	8.022	8.068	5.177
Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso

70	69	68	67	66	65
16.00	15.80	15.60	15.40	15.20	15.00
330.277	326.167	322.057	317.948	313.839	309.731
192.984	190.835	188.687	186.539	184.392	182.245
101.988	102.560	103.143	103.735	104.337	104.950
2.912	2.911	2.911	2.910	2.909	2.908
2.230	2.228	2.227	2.225	2.223	2.221
0.7198455	0.7238871	0.7279965	0.7321757	0.7364267	0.7407514
177.788	178.325	178.872	179.428	179.994	180.570
0.747	0.752	0.757	0.763	0.768	0.774
0.603	0.607	0.612	0.617	0.622	0.628
0.034	0.034	0.034	0.034	0.035	0.035
17.824	17.861	17.901	17.945	17.993	18.046
Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione	Terreno non suscettibile di liquefazione
0	0	0	0	0	0
Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso	Molto basso

Tabella 37: analisi dei dati della prova penetrometrica CPT1 e verifica del rischio di liquefazione.

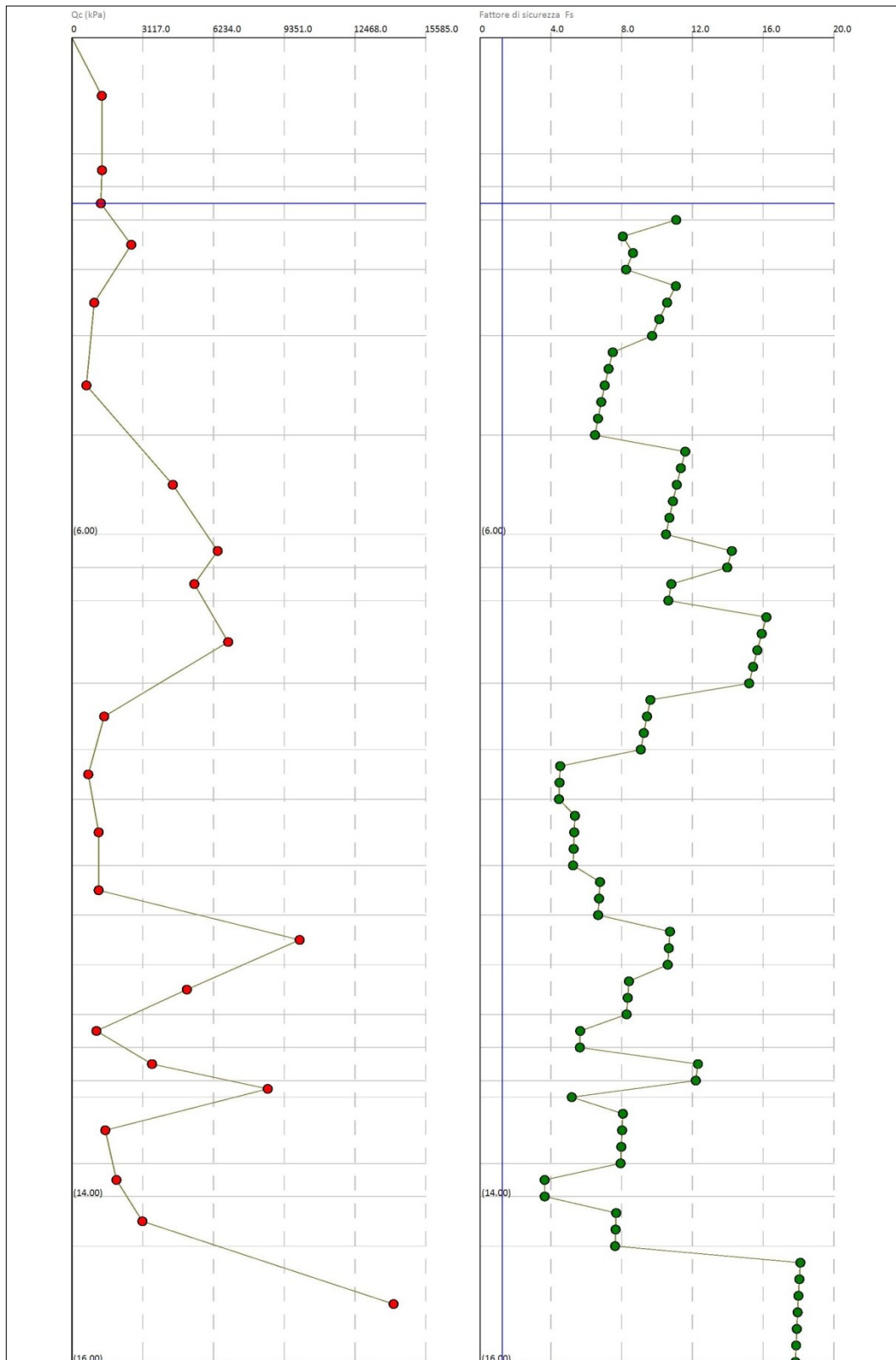


Figura 22: andamento del fattore di sicurezza per i dati della prova penetrometrica CPT1.

Nella Tabella 37 i cui risultati sono riportati graficamente in Figura 22 si evidenzia che il terreno non è suscettibile a liquefazione. Il rischio di liquefazione è molto basso.

11. LETTERATURA DI RIFERIMENTO

- ⇒ "ELEMENTI DI GEOTECNICA" Pietro COLOMBO – Francesco COLLESELLI (Ed. ZANICHELLI);
- ⇒ "PRONTUARIO INTERATTIVO DI GEOTECNICA 1- Caratterizzazione geotecnica, fondazioni dirette e cedimenti" Tiziano COLLOTTA (DARIO FLACCOVIO EDITORE);
- ⇒ "INGEGNERIA GEOTECNICA E GEOLOGIA APPLICATA" Faustino CETRARO (EPC Libri);
- ⇒ "MECCANICA DEI TERRENI APPLICATA ALLE OPERE DI FONDAZIONE" Faustino CETRARO (EPC Libri);
- ⇒ "PROVE GEOTECNICHE IN SITU – Guida alla stima delle proprietà geotecniche e alla loro applicazione alle fondazioni" Alberto BRUSCHI (DARIO FLACCOVIO EDITORE);
- ⇒ "LIQUESAB – Procedure automatiche per valutare il rischio di liquefazione dei terreni sabbiosi" Giulio RIGA (DARIO FLACCOVIO EDITORE);
- ⇒ "ESERCIZI RISOLTI DI INGEGNERIA GEOTECNICA E GEOLOGIA APPLICATA" – Volume III – Giulio Riga – EPC Editore;
- ⇒ "CORSO DI GEOTECNICA" Appunti delle lezioni – Facoltà di Ingegneria – Dipartimento I.M.A.GE – Università degli Studi di Padova.
- ⇒ "RESISTENZA E STABILITA' DEI PENDII E FRONTI DI SCAVO IN ZONA SISMICA" – Franco Iacobelli – EPC Libri;
- ⇒ "MANUALE PRATICO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE" - Luca Nori, Paolo Di Marcantonio - EPC Libri;
- ⇒ "MODELLAZIONE DEL SOTTOSUOLO CON LA GEOFISICA APPLICATA ALLE ONDE DI SUPERFICIE" - Faustino Cetraro - EPC Libri;
- ⇒ "LIQUEFAZIONE DEI TERRENI" - Sebastiano G. Monaco - EPC Libri.

San Martino di Venezze (Ro), 16 Luglio 2025

Per lo studio geotecnico

Dr. Ing. Daniele CECCHETTIN

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Rovigo

Iscritto al n. 995



Per lo studio geologico

Dr. Geol. Giorgio CIBIN

Ordine Regionale dei Geologi n. 249

