



**REALIZZAZIONE DEL NUOVO SVINCOLO AUTOSTRADALE
DI SANTA TERESA VAL D'AGRO' DELL'AUTOSTRADA A18 MESSINA
CATANIA E CORRISPONDENTI COLLEGAMENTI ALLA VIABILITA' ORDINARIA**
CUP: F91B13000720001 CIG: 8059580FCD



PROGETTAZIONE

Mandataria:



PROGER S.p.A.
DIRETTORE TECNICO
Dott. Ing. Stefano PALLAVICINI

Mandante:



PROGIN S.p.A.
DIRETTORE TECNICO
Dott. Ing. Lorenzo INFANTE



DINAMICA s.r.l.
DIRETTORE TECNICO
Dott. Ing. Antonino SUTERA

PROJECT MANAGER DELL'R.T.I.:	Dott. Ing. Carlo LISTORTI	RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:	Dott. Ing. Antonio GRIMALDI
PROJECT MANAGER ASSISTANT:			Dott. Ing. Salvatore RUSSO
PROGETTAZIONE INFRASTRUTTURALE:			Dott. Ing. Lorenzo INFANTE
PROGETTAZIONE STRUTTURALE:			Dott. Ing. Michele PIRRO
PROGETTAZIONE IMPIANTI TECNOLOGICI:			Dott. Ing. Stefano PALLAVICINI
GEOLOGO:			Dott. Ing. Paolo IORIO
RESPONSABILE GEOTECNICA:			Dott. Ing. Enrico D'ARGENZIO
ESPERTO IDROLOGIA ED IDRAULICA:			Dott. Geol. Marco SANDRUCCI
COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:			Dott. Ing. Ylenia MASCARUCCI
RESPONSABILE INTERFERENZE E ESPROPRI:			Dott. Ing. Umberto RICCI
RESPONSABILE DELLA QUALITA':			Dott. Ing. Davide FERLAZZO
GIOVANE PROFESSIONISTA:			Geom. Antonino CHILLE'
			Dott. Ing. Jacopo BENEDETTI
			Dott. Ing. Domenico DICUONZO

PROGETTO DEFINITIVO

**STUDI GENERALI
GEOTECNICA**

Relazione geotecnica generale

Questo elaborato è di proprietà della Proger S.p.A. pertanto non può essere riprodotto né integralmente, né in parte senza l'autorizzazione scritta dello stesso. Da non utilizzare per scopi diversi da quelli per cui è stato fornito.	Commissa	Nome File	Codice Elaborato				Rev	Scalo
	P20062	D0105-GRL01_02.pdf	D	01	05	G	RL	01

REVISIONI	00	25/01/2021	EMISSIONE		GASPERONI	MASCARUCCI	INFANTE
	01	12/02/2021	REVISIONE A SEGUITO NOTA 3175 DEL 05/02/2021		GASPERONI	MASCARUCCI	INFANTE
	02	10/05/2021	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI CAS		GASPERONI	MASCARUCCI	INFANTE
	REV.	DATA	MOTIVAZIONE		REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO

RESPONSABILE DELLE INTEGRAZIONI
DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

R.U.P.: Dott. Ing. Onofrio CRISAFULLI
Supp. R.U.P.: Dott. Ing. Adriano GRASSI

VISTI/APPROVAZIONI:

Mandataria



Mandante



Nuovo svincolo autostradale di Santa Teresa Val D'Agrò
Autostrada A18 Messina-Catania

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE



Nuovo svincolo autostradale di Santa Teresa Val D'Agro
Autostrada A18 Messina-Catania

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

1	PREMESSA	4
2	DOCUMENTI E NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2.1	Normativa di riferimento	4
2.2	Documenti di riferimento	4
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO, IDROGEOLOGICO	5
4	INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE	9
4.1	Campagna geognostica del 2018	9
4.1.1	Indagini sismiche	11
4.2	Campagna geognostica integrativa del 2020/2021	13
4.2.1	Indagini sismiche	15
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	18
5.1	Definizione delle unità geotecniche intercettate	18
5.2	Criteri di interpretazione delle indagini geotecniche	18
5.2.1	Depositi incoerenti	18
5.2.2	Depositi coesivi	22
5.3	Caratterizzazione geotecnica – Sabbie e ghiaie di Messina (unità S e unità SL)	24
5.4	Caratterizzazione geotecnica – Argille (unità A)	28
5.5	Parametri geotecnici caratteristici	43
5.6	Livello falda	43
5.7	Opere d'arte maggiori (sottovia, galleria artificiale, opere di sostegno) – caratterizzazione geotecnica di progetto	44
5.8	Riutilizzo dei materiali di scavo	44
6	CLASSIFICAZIONE SISMICA	45
6.1	Categoria di sottosuolo	45
6.2	Azioni sismiche di progetto	46
6.3	Magnitudo	49
6.4	Analisi rischio potenziale liquefazione dei terreni	51
6.4.1	Metodologie di analisi	52
6.4.2	Risultati dell'analisi di liquefazione e conclusioni	56
7	PALI DI FONDAZIONE	60
7.1	Metodologie di calcolo capacità portante pali ai carichi assiali	60
7.1.1	Analisi agli stati limite	60
7.1.2	Metodologia di calcolo capacità portante ai carichi verticali	61
7.1.3	Valutazione capacità portante pali cavalcavia CV01 e CV02	63
7.2	Comportamento del palo soggetto ai carichi orizzontali - Modulo di reazione orizzontale del terreno	66



7.3	Valutazione del momento adimensionale lungo il palo	67
8	APPENDICE A: VALUTAZIONE CAPACITA' PORTANTE PALI. TABULATI DI CALCOLO PAL.....	68
8.1	Capacità portante palo D=1000 mm - A1+M1+R3 (compressione)	68
8.2	Capacità portante palo D=1000 mm - A1+M1+R3 (trazione).....	72
9	APPENDICE B: MOMENTO ADIMENSIONALE LUNGO IL PALO E PARAMETRO ALFA	77
9.1	Palo D=1000mm	77

1 PREMESSA

Nel presente documento si riporta la caratterizzazione geotecnica generale finalizzata al P.E. dello svincolo di interconnessione autostradale di Santa Teresa Val d'Agro dell'autostrada A18 Messina - Catania e corrispondenti collegamenti alla viabilità ordinaria.

In particolare nel presente documento sono stati affrontati i seguenti aspetti:

- breve inquadramento geologico, geomorfologico, idrogeologico;
- descrizione delle indagini geotecniche in sito e delle prove di laboratorio eseguite;
- caratterizzazione geotecnica generale, mediante la definizione dei parametri geotecnici di progetto per le unità intercettate, stimati sulla base dell'interpretazione dei risultati di tutte le indagini in sito ed in laboratorio;
- valutazione della capacità portante dei pali, comportamento del palo soggetto alle azioni orizzontali e valutazione momento adimensionale lungo il palo con parametro alfa;
- classificazione sismica del sito e valutazione rischio potenziale liquefazione dei terreni;
- recupero terre da scavo.

2 DOCUMENTI E NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa di riferimento

Nell'eseguire il dimensionamento delle opere di cui alla presente relazione, si è fatto riferimento alla seguente normativa tecnica:

- [N_01] D.M. 17.01.2018 Norme tecniche per le costruzioni.
 [N_02] Circolare n. 7 del 21/01/2019. "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. del 17/01/2018.

2.2 Documenti di riferimento

Nella redazione del presente elaborato si è fatto riferimento ai seguenti documenti:

- [D_01] Indagini propedeutiche all'aggiornamento dello studio di fattibilità per la realizzazione dello svincolo autostradale denominato "Santa Teresa - Val d'Agro" Procedura negoziata senza previa pubblicazione del bando ai sensi dell'art. 36, del D. Lgs. n. 50 del 19.04.2016. CIG: ZDB21D0341. Repor finale. Georeti S.r.l.. Santa Teresa di Riva, 08/03/2018.
 [D_02] Relazione geomorfologica. Svincolo autostradale Santa Teresa di Riva Val d'Agro. Studio di Geologia Applicata Dott. Geol. Salvo Puccio (Me).
 [D_03] Report indagini geognostiche. Dicembre 2020/gennaio 2021. Studio di geologia. Dott. Geol. Ignazio Sidoti.
 [D_04] Relazione geologico-tecnica. PD.

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO, IDROGEOLOGICO

L'area in studio è ubicata in contrada Catamo nella zona sud del comune di Santa Teresa di Riva (Me).

L'area fa parte dei depositi alluvionali del Fiume D'Agrò e dalla parte finale delle Sabbie e ghiaie di Messina.

La morfologia dell'area è sub-pianeggiante si passa da 30 m s.l.m. in prossimità dell'area di Servizio lato mare, a circa 7 m s.l.m. dove dovranno sorgere i caselli autostradali.

L'asta torrentizia principale è la Fiumara D'Agrò.

Gli elementi geomorfologici di superficie escludono la presenza di fenomeni d'instabilità gravitativi e/o di dinamica delle acque superficiali.

La geologia è caratterizzata da depositi alluvionali recenti, dalle sabbie e Ghiaie di Messina che sovrastano la formazione del Flysch di Capo D'Orlando.

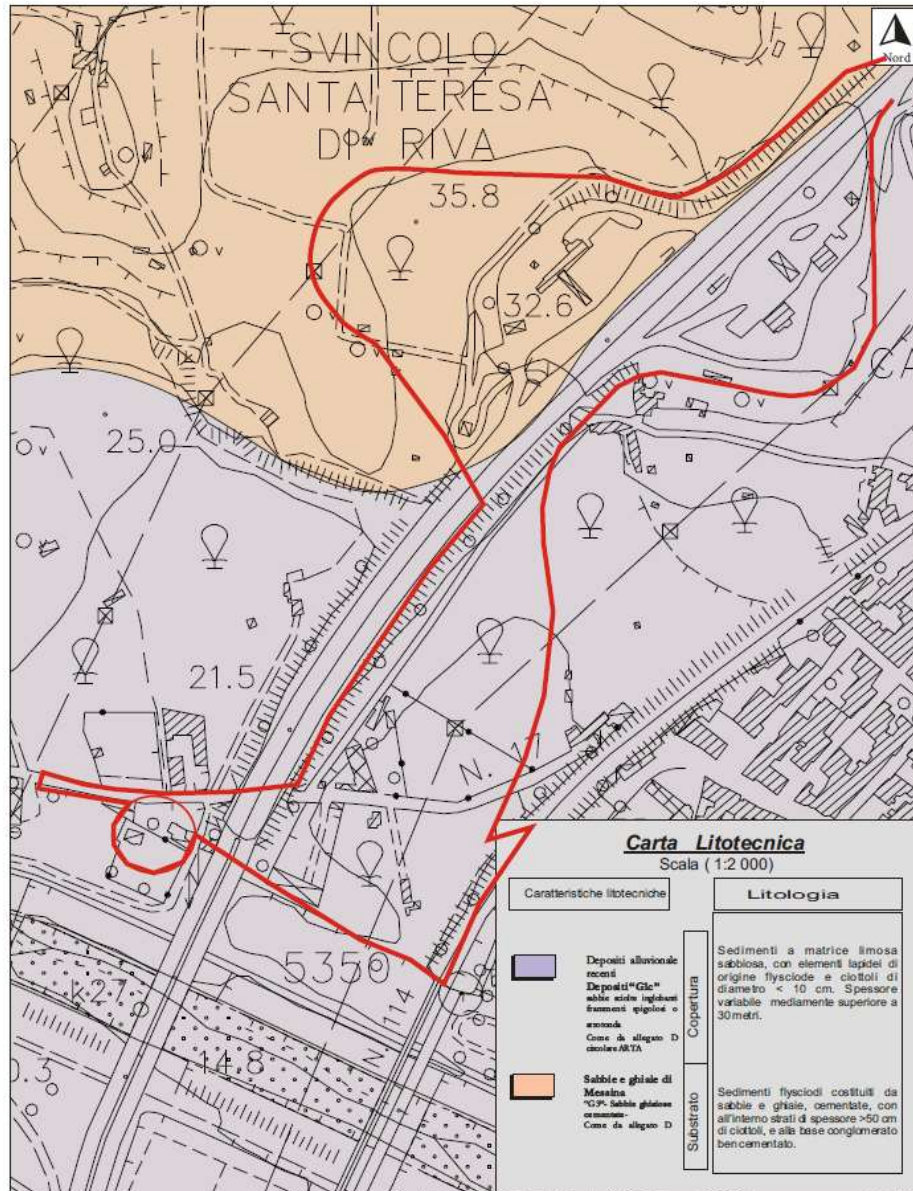
Il rilevamento geologico di superficie ha permesso di individuare nell'area, le seguenti unità geologiche dalla più recente alla più antica:

- Copertura detritica di versante. Tale materiale si rinviene quasi ovunque in modo frammentario e senza continuità laterale al di sopra delle formazioni litologiche presenti in zona. Deriva dal disfacimento delle stesse formazioni geologiche ad opera di agenti esogeni (come pioggia, vento e sbalzi termici). Litologicamente è formato da elementi eterometrici in matrice a prevalente composizione limosa.
- Depositi alluvionali attuali e recenti. Sono costituiti da ciottoli arrotondati, ghiaie e sabbie fini. Si rinvencono in corrispondenza degli alvei dei corsi d'acqua principali con modesti spessori e sono localizzati soprattutto nelle anse. I depositi alluvionali recenti sono costituiti da alluvioni terrazzate miste a coperture detritiche e colluviali, con talvolta inglobati elementi lapidei; in particolare si tratta di sabbie debolmente limose.
- Sabbie e ghiaie di Messina. Questa formazione costituisce il litotipo direttamente interessato dalla realizzazione dell'opera, si tratta di depositi Fluvio-deltizi litologicamente sono costituiti da terreni a granulometria fortemente addensata rappresentati da sabbie frammiste a ghiaia con passaggi talora a veri e propri conglomerati a cemento calcareo. I livelli sabbiosi presentano una colorazione bruno giallastra. Sono costituiti da elementi arrotondati, essenzialmente quarzosi micacei, e risultano prevalenti rispetto a quelli ghiaiosi, i quali si rilevano in strati decimetrici.
- Flysch di Capo d'Orlando E' una formazione terrigena costituita da un'alternanza arenaceo-argillosa. Regionalmente, questa formazione costituisce una vasta copertura sedimentaria estesa dai pressi dei Giardini-Taormina, sul versante ionico della catena peloritana, fino a Capo d'Orlando, sul versante tirrenico, con potenza variabile tra 800 e 1000 m. Nell'area in studio il flysch di Capo d'Orlando ricopre gran parte del territorio ed è costituito da un intervallo basale conglomeratico che passa ad intervalli arenacei e pelitici.

In particolare l'assetto geologico del territorio nella zona in studio è caratterizzato dalle unità metamorfiche del Complesso Calabride (UAg – UM) e, in discordanza, dalla sovrastante successione terrigena Formazione di Stilo-Capo D'Orlando(OMar), ricoperti dalle Sabbie e Ghiaie di Messina (Qg) e dalle coltri alluvionali (ar) e detritiche (Fig.3).

In particolare nell'area di intervento si individuano le seguenti unità geologiche, come si evince dalle figure seguenti:

- depositi alluvionali recenti (“depositi G1c” in Figura 1 e “ar” in Figura 2): sabbie sciolte limose inglobanti elementi litoidi e ciottoli;
- sabbie e ghiaie di Messina (“G3” in Figura 1 e “Qg” in Figura 2): sabbie e ghiaie cementate.


Figura 1 – Carta litotecnica

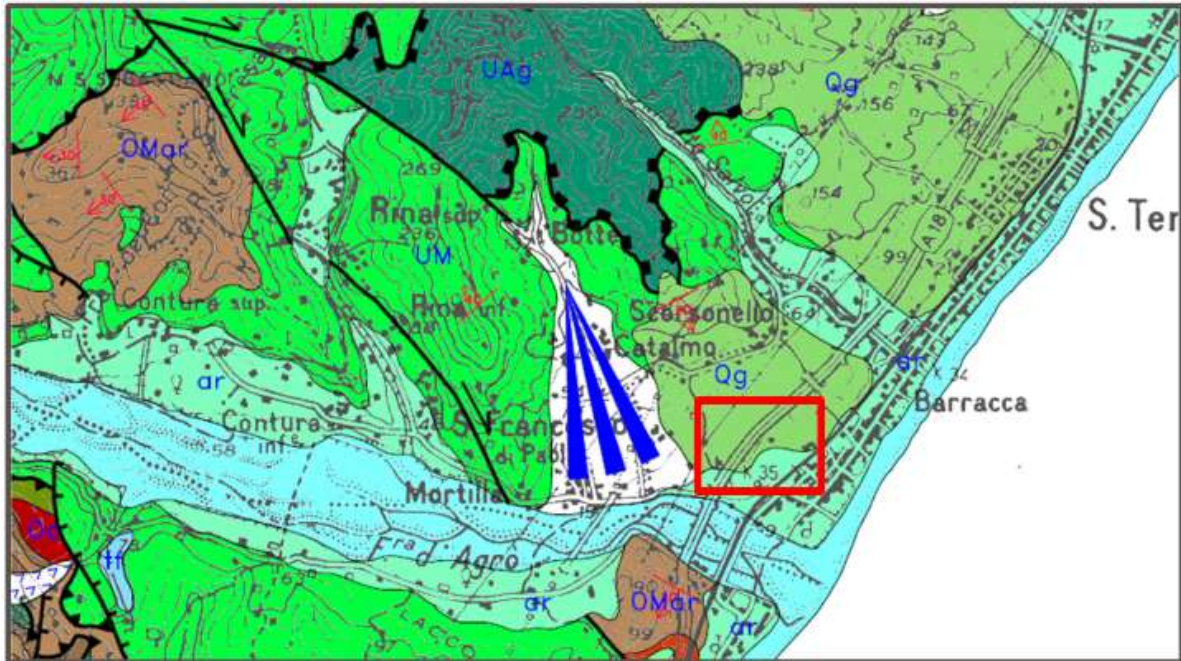


Figura 2 – Stralcio carta geologica da Lentini et al, 2000

Nell'area investigata è possibile definire i seguenti complessi idrogeologici:

- Complesso Flyschioide
- Complesso detritico-alluvionale- sabbie e ghiaie di Messina.

Il complesso flyschioide ha una permeabilità medio-bassa ($K \approx 10^{-6}$ m/s) (per fratturazione), dipendente dalla densità della fratturazione dell'ammasso arenaceo nonché gli strati argillosi limosi con una permeabilità per porosità bassa. ($K \approx 10^{-8}$ m/s).

Il complesso detritico - alluvionale - sabbie e ghiaie di Messina, dove ricadono le opere in progetto, ha una permeabilità medio-alta ($K \approx 10^{-4} \div 10^{-6}$ m/s).

Per quanto rilevato nel sondaggio Sn4 e da un pozzo esistente limitrofo all'area d'interesse, nella zona di fondovalle la falda si trova ad una profondità di circa 7 m dal p.c. (rilevata nel dicembre del 2020) mentre nei versanti collinari non è stata rilevata la falda fino alla profondità di 30 m dal p.c. (SN3).

Nel sondaggio SN2 si rileva un livello freatico tra le quote 20 e 24 m circa dal p.c., come confermato anche dai profili di velocità dell'indagine sismica DH.

Tali misurazioni sono in linea con la carta idrogeologica di figura seguente.

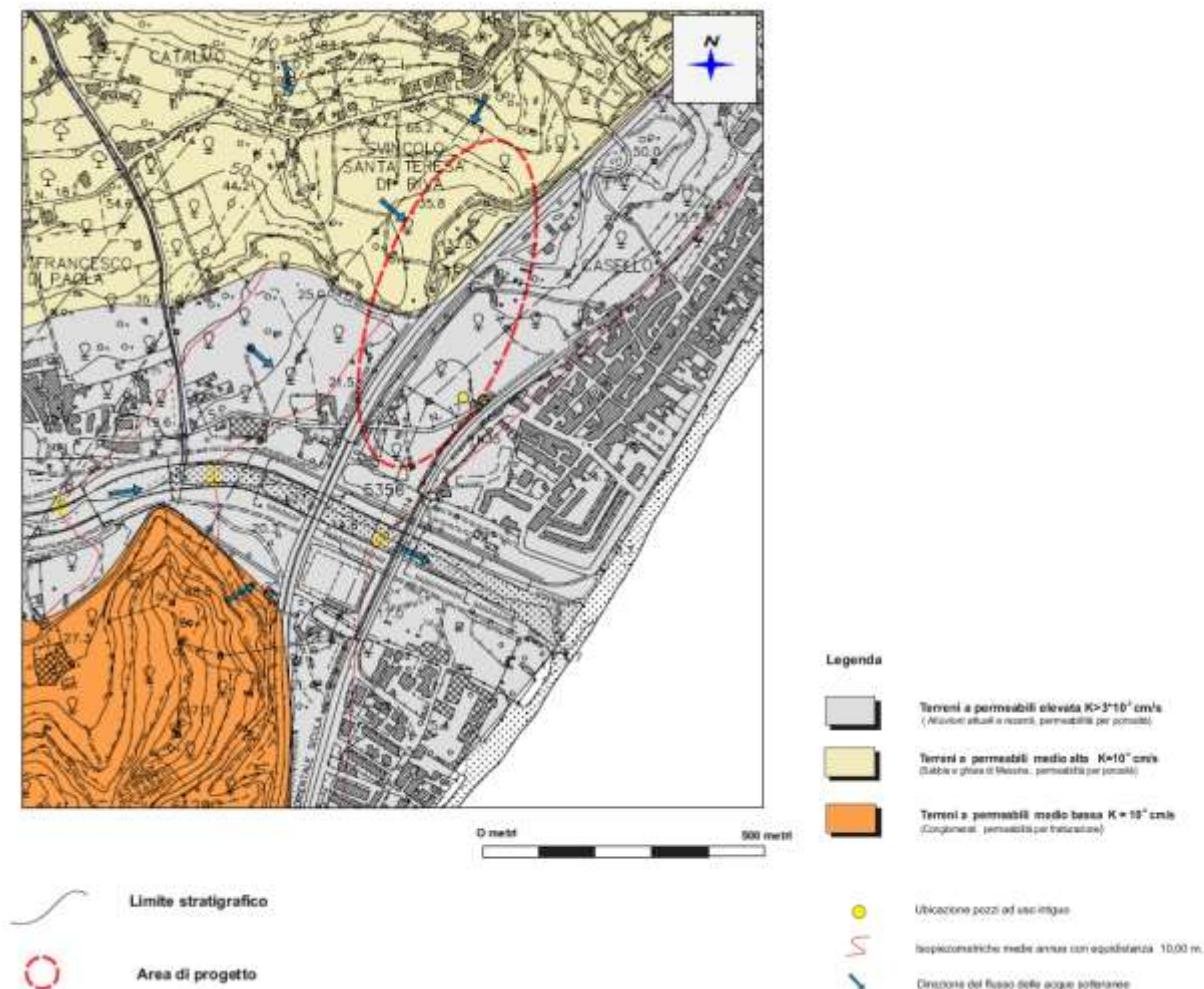


Figura 3 – carta idrogeologica

4 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE

Per il sito in esame sono disponibili le seguenti campagne geognostiche:

- campagna di indagini geognostiche del 2018, eseguita a corredo dello Studio di fattibilità per la realizzazione dello svincolo autostradale denominato “Santa Teresa - Val d’Agrò”, che comprende sondaggi ed indagini sismiche. Le indagini sono descritte al successivo paragrafo e la documentazione completa è riportata nel documento [D_01].
- Campagna di indagini geotecniche integrative del 2020/2021 finalizzata ad approfondire i modelli geotecnici di sottosuolo nel “volume significativo interessato dalle opere”; sintetizzato nei paragrafi seguenti ai fini del P.D.. Le indagini sono sintetizzate nei paragrafi seguenti e riportate nel documento [D_03].

4.1 Campagna geognostica del 2018

La campagna geognostica è stata svolta dall’impresa Georeti S.r.l. di Santa Teresa di Riva (ME) nel periodo compreso tra il 16 febbraio ed il 5 marzo 2018. In particolare sono state svolte le seguenti attività:

- n. 2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo (denominati “S”);
- n. 3 tomografie elettriche 2D (SEV) denominate TE01, TE02, TE03;
- n. 2 profili sismici a rifrazione con interpretazione tomografica (PS) denominati T01, T02;
- n. 2 prove sismiche MASW, denominate TM01, TM02;
- n. 6 prove SPT;
- n. 1 prova di sismica in foro Down Hole (DH sondaggio S1).

Nella seguente tabella si sintetizzano le attività in sito relativamente ai sondaggi eseguiti.

Tabella 1 Sondaggi indagini anno 2018

Sondaggio	Lunghezza [m]	n. Prove SPT [-]	Prova Down-Hole [m]	n. Campioni rimaneggiati [-]	n. Campioni indisturbati [-]
S1	30.0	3	30.0	-	-
S2	20.0	3	-	-	-

Durante l’esecuzione dei sondaggi sono state inoltre svolte le seguenti attività:

- descrizione delle carote dei sondaggi con documentazione fotografica a colori;
- esecuzione di prove n. 6 penetrometriche dinamiche SPT (tutte prove a punta chiusa);
- non sono stati prelevati campioni per prove di laboratorio.

Nella seguente figura è rappresentata l’ubicazione in pianta delle indagini eseguite.

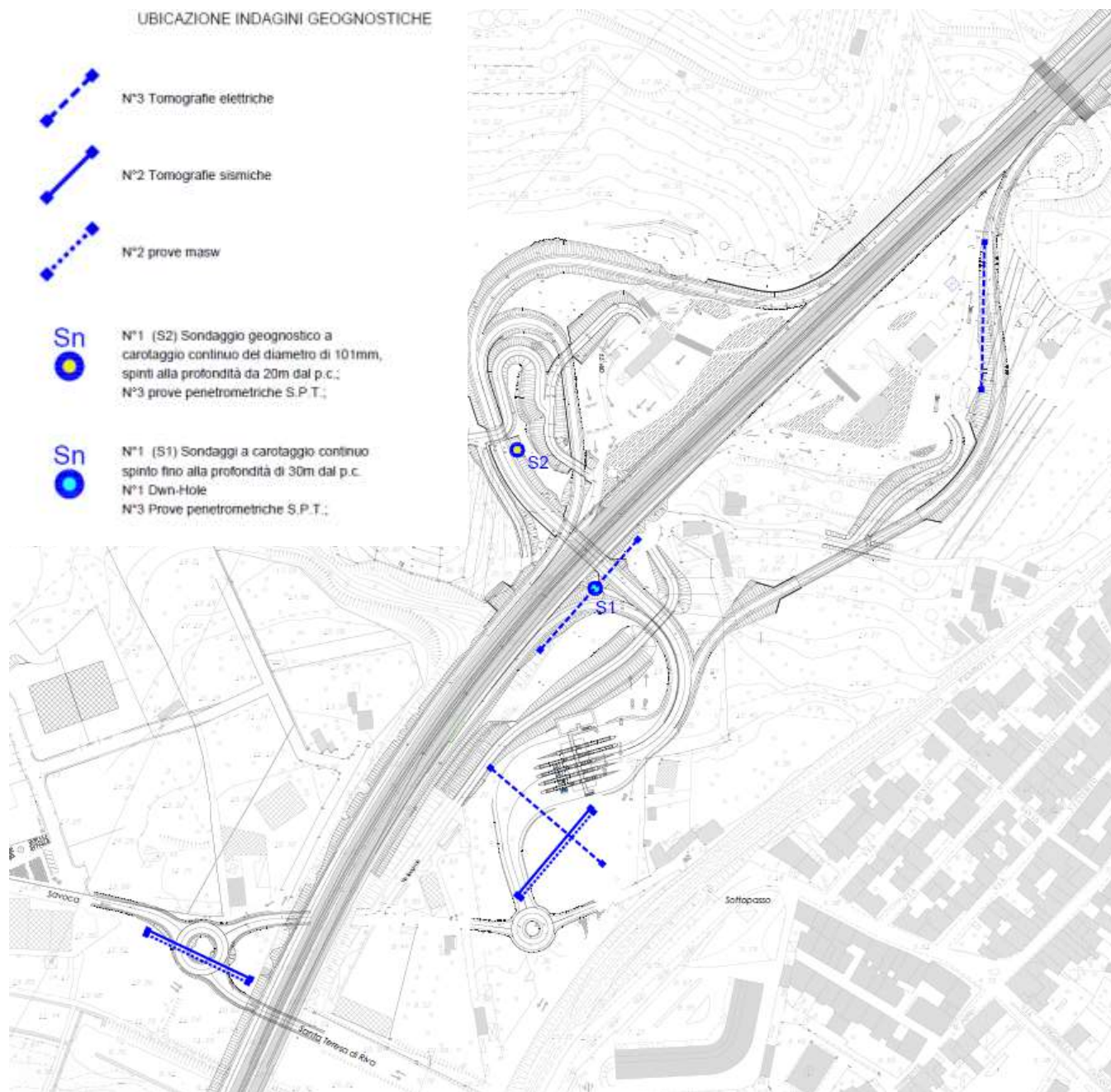
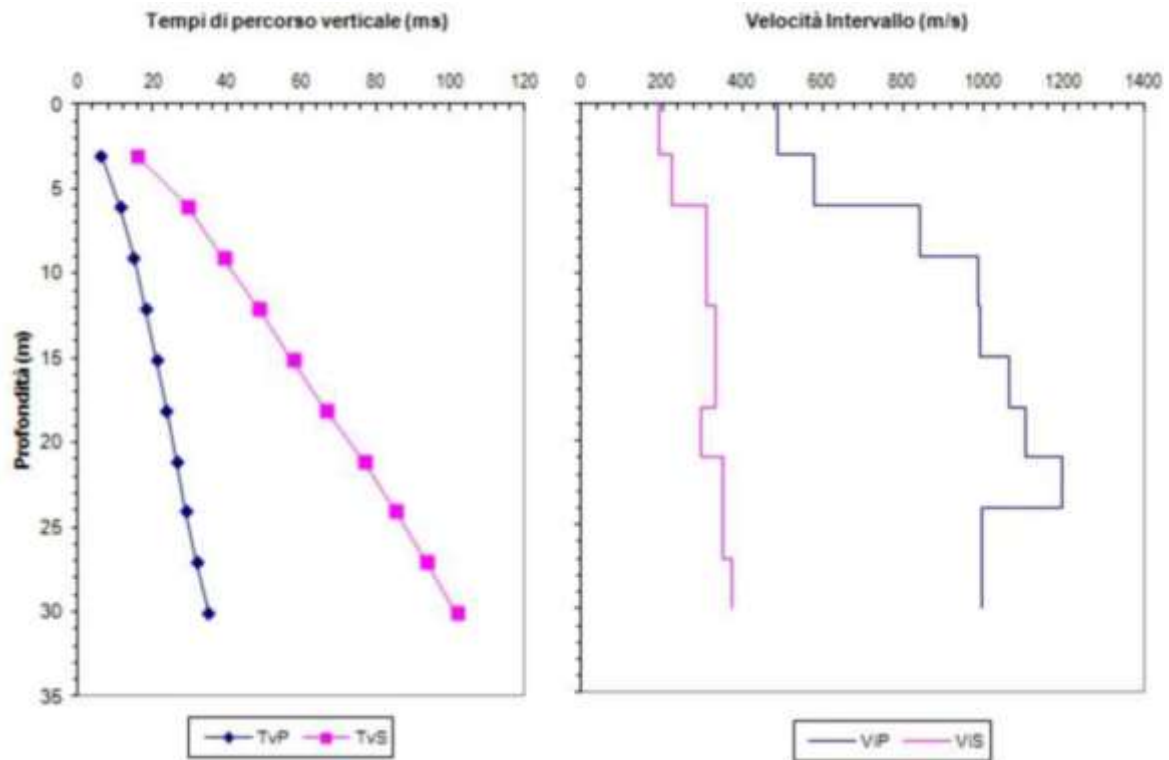


Figura 4. Inquadramento dell'area di progetto, con indicazione delle indagini eseguite nel 2018

4.1.1 Indagini sismiche

Nelle seguenti figure sono mostrati i risultati delle indagini sismiche con indicazione della $V_{s,eq}$ per definizione categoria sottosuolo sismica.



INTERPRETAZIONE PER VELOCITÀ STRATO - DROMOCRONE														
Strato N°	Profondità della base Sismostrato interpretato (m)	Spessore Sismostrato interpretato (m)	Velocità onde P (m/s)	Velocità onde S (m/s)	Densità (T/m ³)	Coef. di Poisson (adm.)	Modulo di Young (Kg/cm ²)	Modulo di Bulk (Kg/cm ²)	Modulo di Taglio (Kg/cm ²)	Rigidità impedenza sismica (Kg/cm ² / s * 10 ⁴)	WV _s (%)	V _{s,eq} (m/s)	Densità media ponderata (T/m ³)	Rigidità equivalente (Kg/cm ² / s * 10 ⁴)
ST	Zd	Hd	VP	VS	γ	ν	E	K	G	R	-	-	Yes	R _{eq}
1	3.00	3.00	486.5	191.7	1.75	0.4082	1845	3349	655	335	0.016	-	-	-
2	7.01	4.01	579.5	223.1	1.85	0.4130	2653	5081	939	413	0.018	-	-	-
3	30.00	22.99	1061.1	332.9	1.90	0.4454	6205	18947	2146	633	0.069	292.15	1.88	8.55

DH - dati velocità strato

Figura 5. Risultati indagine sismica Down-Hole

MASW TM01					
Strato	Profondità Letto (m)	Spessore (m)	V_s (m/s)	H / V_s	RMSE
1	1.48	1.48	261.8	0.005633	4.2
2	3.32	1.84	312.5	0.005900	3.7
3	5.62	2.30	340.5	0.006767	3.7
4	8.50	2.88	323.1	0.008917	3.8
5	12.11	3.60	438.5	0.008212	4.0
6	16.61	4.50	497.1	0.009054	4.0
7	30.00	13.39	470.9	0.028441	3.0
			V_{S30} (m/s) =	411.4	

MASW TM02					
Strato	Profondità Letto (m)	Spessore (m)	V_s (m/s)	H / V_s	RMSE
1	1.52	1.52	154.9	0.009803	1.3
2	3.42	1.90	235.6	0.008062	1.4
3	5.79	2.37	273.9	0.008664	1.5
4	8.76	2.97	325.7	0.009108	1.5
5	12.47	3.71	333.5	0.011119	1.4
6	17.10	4.64	351.6	0.013184	1.4
7	30.00	12.90	538.4	0.023960	1.5
			V_{S30} (m/s) =	357.6	

Figura 6. Risultati prove sismiche Masw

4.2 Campagna geognostica integrativa del 2020/2021

Il programma di indagini integrative prevede:

- N. 4 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (SN1, SN2, SN3, SN4), di lunghezza pari a 20 m (SN3, SN4) e 30 m (SN1 e SN2);
- N. 1 piezometro a tubo aperto (tipo Norton, con tratto filtrante dai 3 m a fondo foro) installato nel foro di sondaggio SN3;
- N. 2 prove sismiche di tipo Down Hole, con misura di onde P ed S ogni metro, fino a 30 m di profondità, eseguite nei fori di sondaggio SN1-SN2, al fine di classificare il sottosuolo dal punto di vista sismico;
- N. 1 MASW, di lunghezza pari a circa 90 m, finalizzata a verificare la litologia dei terreni a grande scala, quantificandone le caratteristiche di rigidità.

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono state inoltre effettuate le seguenti attività:

- rilievo della stratigrafia con esecuzione di fotografie a colori del materiale depositato in cassetta;
- prove penetrometriche dinamiche Standard Penetration Test (SPT);
- misure di Pocket Penetrometer nelle carote di sondaggio nei livelli coesivi;
- prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati da sottoporre a prove di laboratorio geotecnico;
- rilievi livelli di falda.

Nella seguente tabella si sintetizzano le attività in sito relativamente ai sondaggi eseguiti.

Tabella 2 Sondaggi indagini anno 2020-2021

Sondaggio	Lunghezza [m]	n. Prove SPT [-]	Prova Down-Hole [m]	n. Campioni rimaneggiati [-]	n. Campioni indisturbati [-]	Livello falda da p.c. [m]	Piezometro TA [m]
SN1	30.0	10	30.0	4	-	-	-
SN2	30.0	10	30.0	3	1	20	-
SN3	20.0	6	-	3	-	Assente	[20m]
SN4	20.0	2	-	3	-	7	-

L'ubicazione delle indagini integrative è riportata nella seguente figura (in colore rosso).

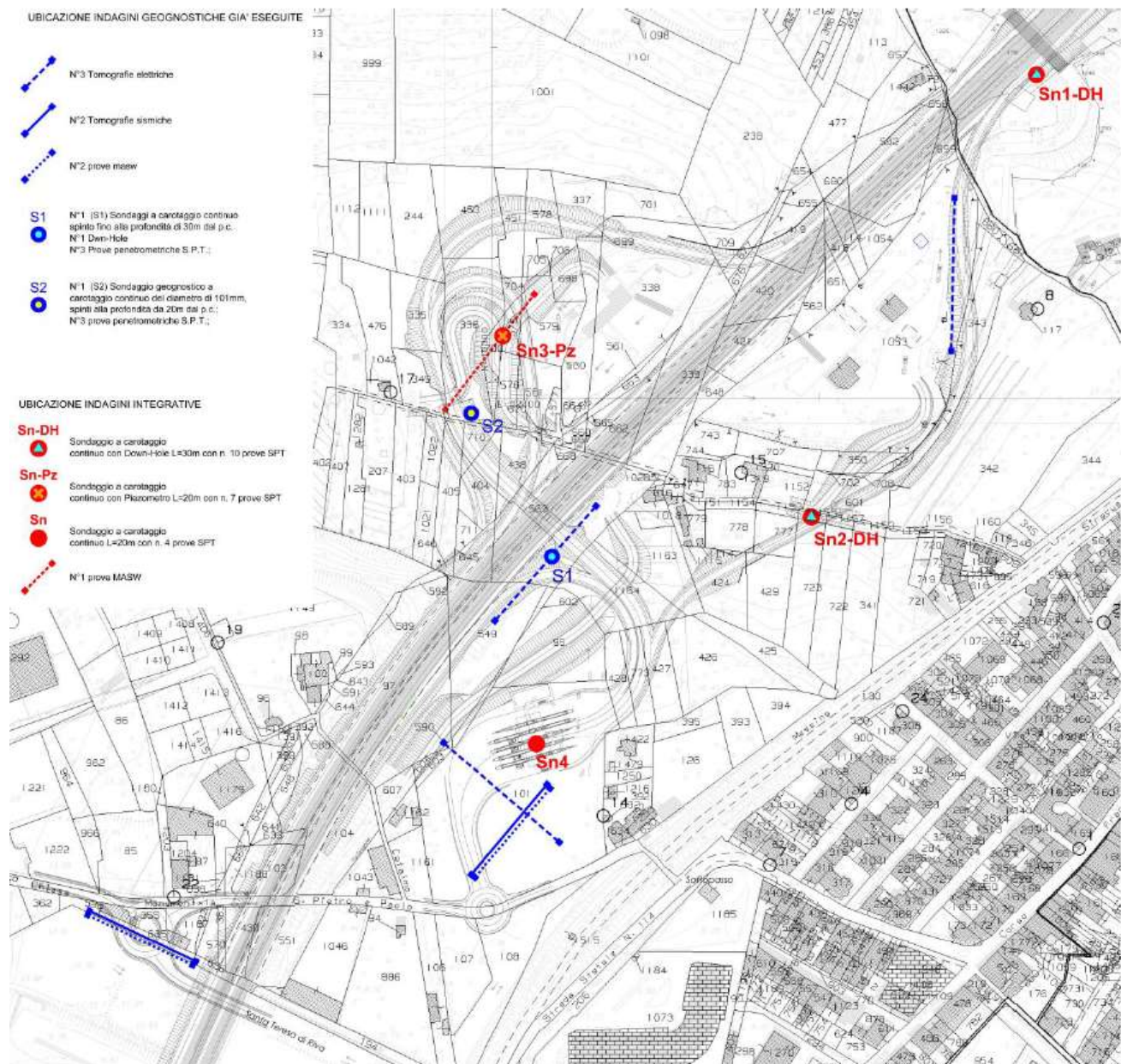


Figura 7. Planimetria con ubicazione delle indagini integrative (in colore rosso)

Nella seguente tabella sono sintetizzati i risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi.

Tabella 3 – Laboratorio indagini 2020/2021

Sondaggio	-	SN1	SN1	SN1	SN1	SN2	SN2	SN2	SN2	SN3	SN3	SN3	SN4	SN4	SN4
Campione	-	1R	2R	3R	4R	1R	2R	3R	1.00	1R	2R	3R	1R	3R	2R
Tipo	-	rim	rim	rim	rim	rim	rim	rim	ind	rim	rim	rim	rim	rim	rim
Unità	-	S	S	S	S	S	S	S	A	S	S	S	S	S	calcarenite
Prof.	m	3.00	12.00	16.00	24.50	4.00	11.00	17.00	22.50	3.00	7.50	14.50	3.50	17.50	9.40
Granulometria															
G	%	0.0	0.0	17.9	29.7	0.0	35.9	19.7	4.0	43.4	29.2	65.4	65.2	34.8	
S	%	46.9	45.8	73.1	63.7	52.7	51.8	65.3	4.2	55.2	46.2	32.7	29.7	49.1	
L+A	%	20.9	13.6	9.0	6.6	6.3	12.3	15.0	91.8	1.4	24.6	1.9	5.1	16.1	
L	%														
A	%														
Limiti di Atterberg															
W _L	%								64.5						
W _p	%								22.5						
I _p	-								0.89						
I _p	%								42.0						
Caratteristiche fisiche															
γ _N	kN/m ³								19.7						22.9
w _N	%								27.3						
e	-														
Resistenza a compressione monoassiale															
c _v	MPa														8.1
Resistenza non drenata															
(TX-UU) c _v	kPa								135.0						
(TX-ELL) c _v	kPa														
Resistenza drenata															
(TD) c	kPa								10.0						
(TD) f	°								22.0						

4.2.1 Indagini sismiche

Nelle seguenti figure sono mostrati i risultati delle indagini sismiche con indicazione della V_{s,eq} per definizione categoria sottosuolo sismica.

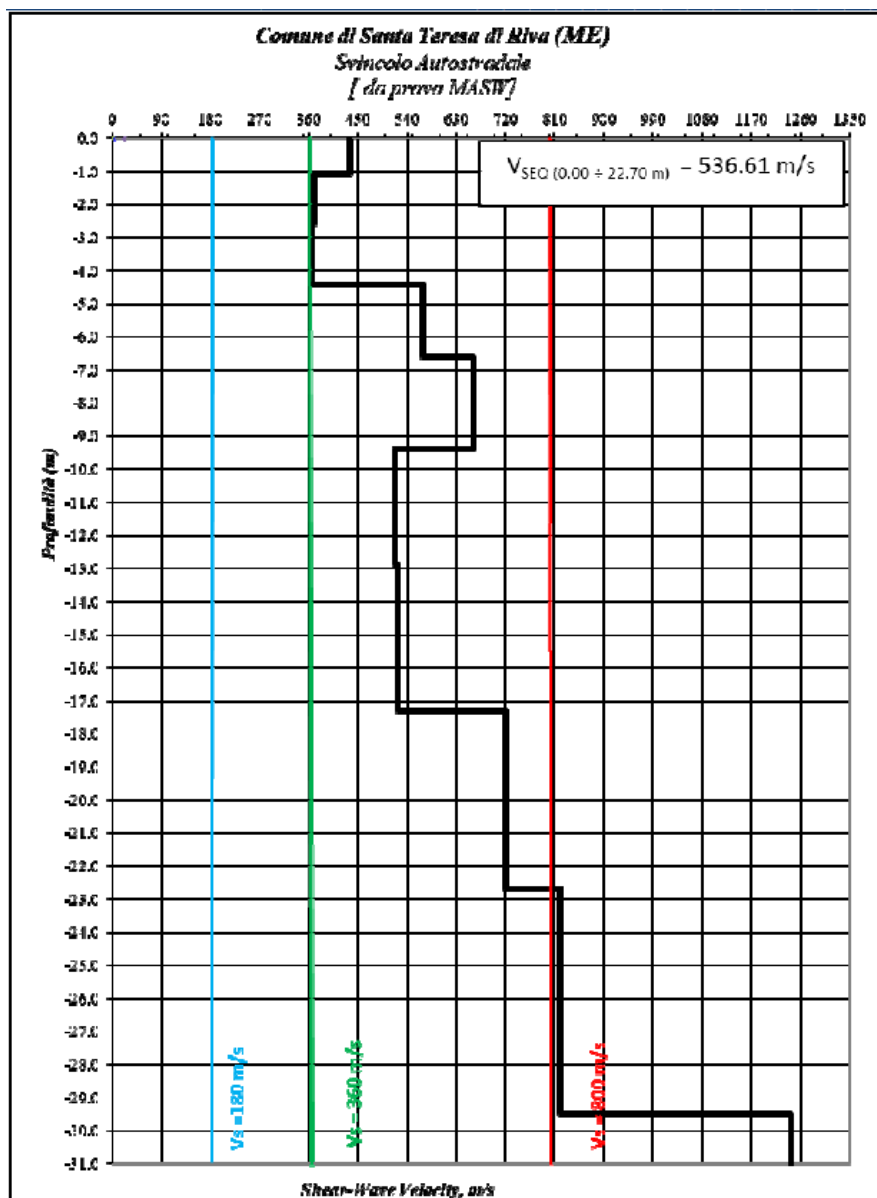
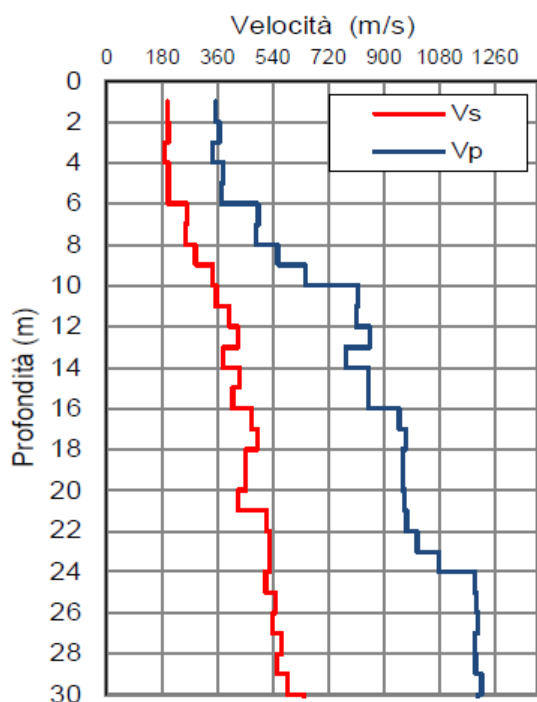


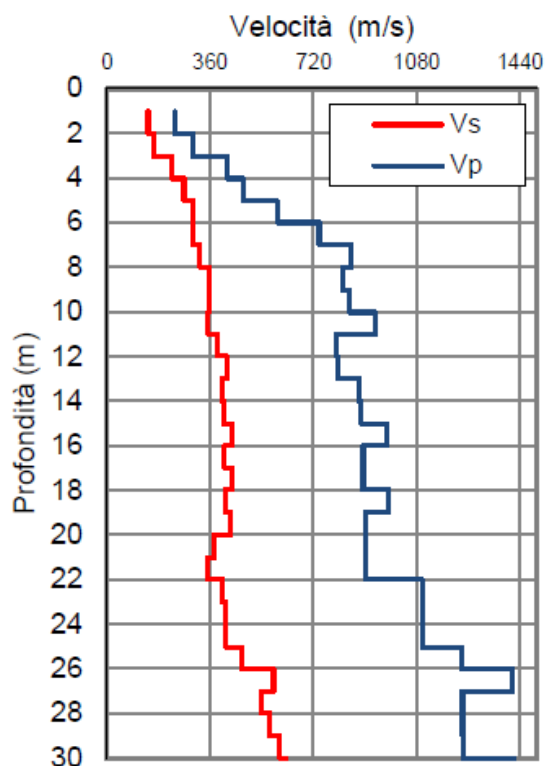
Figura 8. Risultati indagine sismica MASW 1



VELOCITA' MEDIE V_{SEQ}	
Geofono	V_{SEQ} [m/s]
orizzontale Sx	357.1
orizzontale Sy	356.4

V_{SEQ} equivalente medio **pari a 356.75 m/s. (Sn1 DH)**

Figura 9. Risultati indagine sismica DH-SN1



VELOCITA' MEDIE V_{SEQ}	
Geofono	V_{SEQ} [m/s]
orizzontale Sx	353.5
orizzontale Sy	354.0

V_{SEQ} equivalente medio **pari a 353.75 m/s. (Sn2-DH)**

Figura 10. Risultati indagine sismica DH-SN2

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel presente capitolo si riporta la caratterizzazione geotecnica generale della zona in esame, valutata sulla base dell'interpretazione di tutte le indagini geotecniche svolte e dei rilievi geologici in sito.

Dopo aver individuato le principali unità geotecniche intercettate, verranno interpretati i risultati delle indagini geotecniche sulla base dei criteri di seguito esposti e quindi verranno definiti i parametri geotecnici di progetto e la stratigrafia di riferimento.

5.1 Definizione delle unità geotecniche intercettate

Lungo il tracciato dalle indagini eseguite sono state intercettate le seguenti unità geotecniche:

- Unità sabbie e ghiaie di Messina: si tratta di sabbie medie sabbie ghiaiose (unità S) e sabbie limose (unità SL) debolmente cementate. Localmente nelle sabbie ghiaiose più recenti si rinvengono elementi litoidi.
- Unità A: argilla limosa consistente intercettata solo localmente in un sondaggio a profondità maggiore di 21.5 m.

5.2 Criteri di interpretazione delle indagini geotecniche

Ai fini della caratterizzazione dei terreni è stato fatto riferimento ai risultati delle:

- prove penetrometriche dinamiche SPT eseguite nei fori di sondaggio;
- indagini sismiche (prove Down-Hole, MASW).

5.2.1 Depositi incoerenti

Per i depositi prevalentemente incoerenti, i parametri geotecnici di resistenza al taglio e di deformabilità sono stati stimati principalmente sulla base dell'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Per quanto riguarda la stima della densità relativa dalle prove SPT, sono stati considerati i valori minimi di densità relativa ottenuti dalle varie correlazioni che di seguito vengono esposte.

Stato di addensamento

Correlazione di Skempton

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

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

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in tabella seguente

σ'_{vo} = pressione verticale efficace alla quota della prova SPT (kg/cm²);

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione;

D_r = densità relativa (-).

Tabella 4. Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27,5	27,5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43,3	21,7
Sabbie sovraconsolidate	27,5-43,3	$(21,7-27,5) \frac{1+2 \cdot (ko)_{sc}}{1+2 \cdot (ko)_{nc}}$

Nel caso in esame sono state cautelativamente considerate le costanti empiriche relative a sabbie fini normal consolidate.

Correlazione di Gibbs e Holtz

In accordo a quanto indicato da Gibbs e Holtz (1957) la densità relativa D_R può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente espressione:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{(16 + 23 \cdot \sigma_{vo}')}}}$$

Correlazione di Bazaraa

In accordo a quanto indicato da Bazaraa (1967) la densità relativa D_R può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente espressione:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 \cdot (1 + 4.1 \cdot \sigma_{vo}')}}} \quad \text{per } \sigma_{vo}' \leq 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 \cdot (3.24 + 1.024 \cdot \sigma_{vo}')}}} \quad \text{per } \sigma_{vo}' > 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

essendo:

D_R = densità relativa (-).

σ_{vo}' = pressione verticale efficace in sito alla quota della prova SPT (kg/cm²);

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione.

Correlazione di Terzaghi & Peck

In accordo a quanto indicato da Terzaghi e Peck (1948) la densità relativa D_R può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente espressione:

$$D_R = (10.297 + N_{SPT}^{2.4142}) - (N_{SPT})^2 \cdot 0.0181$$

Parametri di resistenza

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio dalle prove SPT sono state utilizzate diverse correlazioni (Bolton; Schmertmann) di seguito illustrate. Generalmente, la correlazione di Bolton ha fornito valori dell'angolo di resistenza al taglio inferiori rispetto alla correlazione di Schmertmann. Cautelativamente per la definizione dei parametri di resistenza di progetto si è fatto riferimento ai valori minimi ottenuti dalle correlazioni.

Correlazione di Schmertmann

L'angolo di resistenza al taglio (φ') stimato dalle prove SPT in base alla correlazione proposta da Schmertmann (1977) correla l'angolo di resistenza al taglio alla densità relativa attraverso la seguente relazione:

$$\varphi = 38.5 + 0.108 \cdot D_R \quad \text{valida per sabbia e ghiaia poco limosa e ghiaietto uniforme}$$

$$\varphi = 34.5 + 0.10 \cdot D_R \quad \text{sabbia grossa-media uniformemente ben gradata}$$

$$\varphi = 31.5 + 0.115 \cdot D_R \quad \text{sabbia medio-fine uniformemente ben gradata}$$

$$\varphi = 28.0 + 0.14 \cdot D_R \quad \text{sabbia fine uniforme}$$

essendo: D_r = densità relativa

Nel caso in esame si è considerata cautelativamente per la correlazione valida per sabbia fine uniforme per unità SL e sabbia medio-fine uniformemente ben gradata per unità S.

Correlazione di Bolton

L'angolo di resistenza al taglio di picco φ' è stato determinato in accordo al metodo proposto da Bolton (1986):

$$\varphi' = \varphi'_{cv} + m \cdot DI$$

$$DI = D_r \cdot [Q - \ln(p'_f)] - 1$$

essendo:

φ' = angolo di attrito di picco riferito a pressioni di 272 kPa (°);

Q = fattore che dipende dalla composizione minereologica e dalla forma delle particelle di sabbia, valore consigliato = 10;

$p'_f = 1.4 \cdot \sigma'_{ff}$ kPa (vedasi Jamiokowski et al., 1988; in accordo a quanto proposto da Baligh, 1975, si assume $p'_f = 1.4 \cdot 272 = 380$ kPa);

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (vedasi tabella seguente (°)). Nel nostro caso si assume $m=3$;

D_r = densità relativa (-).

Tabella 5 Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	m
Tipo prova triassiale di compressione ($\sigma'_2 = \sigma'_3$)	3
Tipo prova triassiale in estensione o di deformazione piana ($\sigma'_2 \neq \sigma'_3$)	5
σ'_2 = tensione principale efficace intermedia σ'_3 = tensione principale efficace minore	

I valori dell'angolo di attrito φ'_{cv} possono essere ricavati in base a quanto indicato nella tabella seguente (Youd, 1972; Stroud, 1988). Nel caso specifico per l'angolo di attrito a volume costante φ'_{cv} si è assunto cautelativamente un valore di 27° per unità SL e 30° per per unità S.

Tabella 6 Valori dell'angolo di attrito ϕ'_{cv} per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

	Sabbie ben gradate	Sabbie uniformi
Sabbie a spigoli vivi	$\phi'_{cv} = 38^\circ$	$\phi'_{cv} = 34^\circ$
Sabbie a spigoli arrotondati	$\phi'_{cv} = 33^\circ$	$\phi'_{cv} = 30^\circ$

Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti possono essere stimate, in ordine di importanza:

- sulla base dei risultati delle indagini sismiche in sito (prove Down-Hole, MASW);
- dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Il modulo di taglio iniziale (G_o) e quello di Young iniziale (E_o), associabili a piccole deformazioni, possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio (V_s) utilizzando le seguenti correlazioni:

$$G_o = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu)$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in assunto pari a 19 kN/m³;

ν = coefficiente di Poisson del terreno (assunto pari a 0.3);

V_s = velocità delle onde di taglio in m/sec.

La velocità delle onde di taglio (V_s) può essere ricavata direttamente dai risultati delle prove geofisiche in foro di sondaggio o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT attraverso la correlazione di Ohta e Goto (1978) o la correlazione di Yoshida e al. (1988).

Correlazione di Ohta e Goto (1978)

$$V_s = C \cdot (N_{SPT})_{50\%}^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (\text{m/sec})$$

essendo:

$C = 53.3$;

z = profondità dal p.c. in metri;

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedasi la Tabella 7);

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedasi la tabella seguente).

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

f_A	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

Tabella 8 Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G (funzione della granulometrica del deposito)

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

Nel caso in esame è stato assunto:

$$f_A = 1.3;$$

$$f_G = 1.09 \text{ per unità LS; } f_G = 1.14 \text{ per unità S.}$$

Correlazione di Yoshida et al. (1988)

$$v_s = C \cdot (N_{SPT})^{0.25} \cdot (\sigma'_v)^{0.14} \quad (\text{m/sec})$$

essendo:

$$C=49 \text{ per unità LS; } C=56 \text{ per unità S;}$$

σ'_{vo} = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova.

I moduli di deformabilità “operativi” (E'_{op1}) da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni, saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E_o).

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati, i moduli elastici “operativi” saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale ($E_{op2}' = E_o/10$).

5.2.2 Depositi coesivi

Per i depositi coesivi la caratterizzazione geotecnica è fatta oltre che dall'interpretazione delle prove in sito, anche dai risultati delle prove di laboratorio.

Classificazione

La classificazione di questi terreni avverrà essenzialmente sui risultati delle seguenti prove di laboratorio:

- Analisi granulometriche;
- pesi di volume naturale e secco;
- contenuti d'acqua naturale;
- limiti di Atterberg.

Caratteristiche di resistenza

La determinazione delle caratteristiche di resistenza dei depositi coesivi viene fatta principalmente dai risultati delle prove di laboratorio che sono essenzialmente prove:

- Taglio diretto e prove triassiali per la resistenza in tensioni efficaci;
- Triassiale non consolidata non drenata (TXUU) per la resistenza in condizioni non drenate.

La resistenza al taglio in condizioni non drenate può essere valutata anche dalle prove speditive di Pocket Penetrometer (PP) e delle prove penetrometriche dinamiche SPT in base alla seguente correlazione di Stroud (1974):

$$c_u \cong (5.0 \div 5.5) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

I valori sono stati poi riportati nello stesso grafico, con indicato anche l'andamento della resistenza al taglio per un terreno normal consolidato ricavato dalla seguente relazione: $c_{u,NC} = 0.23 \cdot \sigma'_v$.

Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi coesivi possono essere stimati:

- sulla base dei risultati delle indagini sismiche in sito (prove Down-Hole, Masw);
- dalle prove edometriche di laboratorio;
- da correlazioni di letteratura.

Per quanto concerne le prove sismiche in sito, le caratteristiche di deformabilità vengono individuate con le stesse relazioni precedentemente indicate per i terreni incoerenti.

Sulla base di quanto riportato in Simpson et al. (1979) il modulo di taglio iniziale (G_0) può essere stimato anche sulla base della seguente equazione:

$$G_0 = (500 \div 700) \cdot c_u \text{ (kPa)}$$

essendo:

c_u = resistenza al taglio non drenata.

I moduli di deformabilità "operativi" (E'_{op1}) da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni, saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E_0).

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati, i moduli elastici "operativi" saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale ($E_{op2}' = E_0/10$).

Nella valutazione dei cedimenti immediati dei rilevati il modulo di deformazione in condizioni non drenate (E_u) può essere stimato sulla base della correlazione empirica proposta da Duncan & Buchignani (1976) $E_u = k \cdot c_u$; il coefficiente k è valutato con il grafico di figura seguente.

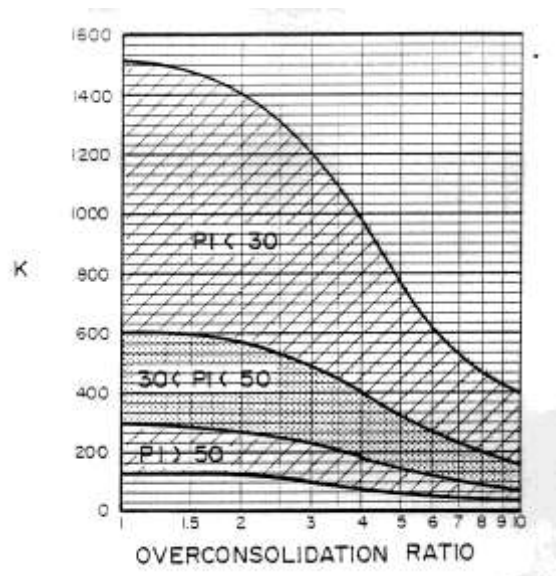


Figura 11 – Duncan & Buchignani

Caratteristiche di consolidazione

I valori del coefficiente di consolidazione primaria verticale sono stati determinati dalle prove edometriche di laboratorio e con correlazioni empiriche in funzione del limite liquido (LL), vedasi ad esempio le seguenti:

$$c_v = \exp [-10.552 + (164.074/LL)] \quad [\text{cm}^2/\text{s}]$$

$$c_v = 0.009 (LL - 0.1) \quad [\text{cm}^2/\text{s}] \text{ NAVFAC-DM 7.1. (1971)}$$

Il coefficiente di consolidazione secondaria, è stato stimato con la correlazione proposta nel NAVFAC-DM 7.1 (1982, vedasi figura seguente), in funzione del contenuto naturale di acqua (w_n).

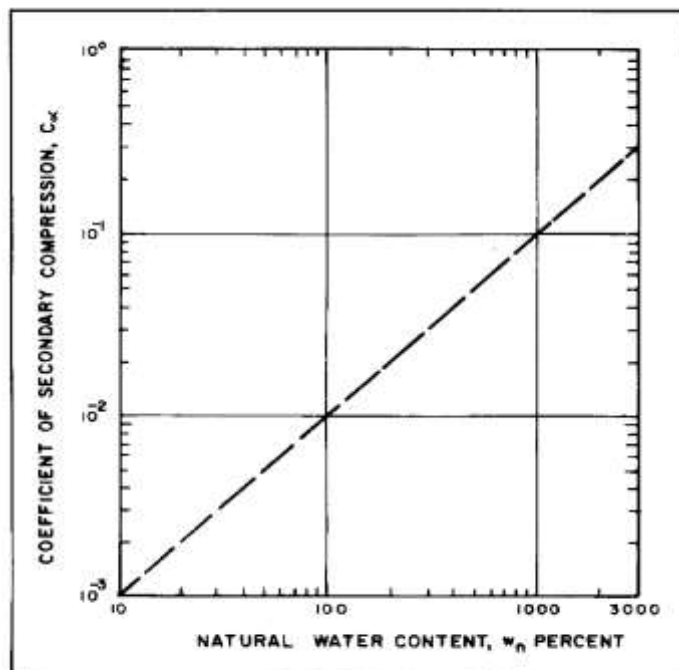


Figura 12 – Abaco di calcolo del coefficiente di consolidazione secondaria da w_n (NAVFAC, 1982)

Nei paragrafi che seguono verranno riportati a confronto per le varie unità geotecniche tutti i risultati delle prove in sito e dell'interpretazione delle prove eseguite.

5.3 Caratterizzazione geotecnica – Sabbie e ghiaie di Messina (unità S e unità SL)

Si tratta di sabbie medie, sabbie ghiaiose (unità S) e sabbie limose (unità SL) debolmente cementate.

Generalmente i sondaggi eseguiti nel 2018 (S1 ed S2) descrivono il materiale intercettato principalmente come sabbie limose e limi sabbiosi (unità SL) fino alla massima profondità investigata (20 m); anche se talvolta, osservando la documentazione fotografica delle cassette catalogatrici (anche se non ben inquadrare), non sembra che la descrizione corrisponda alla fotografia. Nelle seguenti figure è mostrato un esempio.



Descrizione da
Log stratigrafico

Limo sabbioso
di colore giallastro, privo di ciottoli.

Foto 4: Cassetta 3

Figura 13 – Documentazione fotografica cassetta catalogatrice - S1 (da 10.0 a 15.0m)



Descrizione da
Log stratigrafico

Limo sabbioso
di colore giallastro, privo di ciottoli.

Foto 2: Cassetta 1

Figura 14 – Documentazione fotografica cassetta catalogatrice – S2 (da 5.0 a 10.0m)

I sondaggi integrativi eseguiti nel 2020/2021 hanno invece evidenziato una predominanza di sabbie ghiaiose (unità S) con livelletti cementati (vedasi figura seguente). Solo localmente nel sondaggio SN2 al contatto con lo strato di argilla è evidenziato uno strato di limo sabbioso (vedasi Figura 16/Figura 17).



Figura 15 – Documentazione fotografica cassetta catalogatrice - SN1 (da 15 a 20 m)

Localmente nel sondaggio SN4 sono stati intercettati elementi litoidi intercalati all'unità sabbioso ghiaiosa. In questa zona dove è stato eseguito il sondaggio dalla carta geologica dovrebbero esserci depositi alluvionali recenti (sigla geologica "ar") che possono contenere ciottoli/blocchi litoidi (vedasi Figura 17).



Figura 16 – Documentazione fotografica cassette catalogatrici sondaggio SN2 (unità S fino a 21.5 m)



Figura 17 – Documentazione fotografica cassette catalogatrici sondaggio SN4 (unità S, presenza di elementi litoidi)

Solo nei sondaggi della campagna integrativa sono stati prelevati campioni rimaneggiati, su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Dalle analisi granulometriche eseguite sull'unità S si ha (vedasi Figura 24):

- percentuale di ghiaia compresa tra 18% e 65% (media 38%);
- percentuale di sabbia compresa tra 30% e 73% (media 51%)
- percentuale di fine (limo+argilla) compresa tra 1% e 25% (media 11%).

Le analisi granulometriche confermano quindi la descrizione stratigrafica dei certificati dei sondaggi.

In Figura 25 sono rappresentate le curve granulometriche per l'unità S, da cui si evince che si tratta di una sabbia ben gradata anche medio-grossa.

Non si dispongono di analisi granulometriche sull'unità SL.

Le prove SPT eseguite in foro di sondaggio danno valori tra 30 e 80 colpi/30cm (un rifiuto), ad indicare un addensamento da moderato ad alto del deposito (vedasi Figura 18). Anche i valori eseguiti nelle sabbie limose (unità SL) sono alti (tra 40 e 60 colpi/30cm); quindi la distinzione tra unità S ed unità SL è essenzialmente granulometrica.

La densità relativa da prove SPT è compresa tra 67 e 90% (Figura 19).

Dall'interpretazione delle prove SPT si stimano valori dell'angolo di resistenza al taglio tra 32 e 40° (vedasi Figura 20) con valori più bassi per l'unità più limosa e valori maggiori per quella più grossolana. Cautelativamente si assumono i seguenti parametri di resistenza di progetto:

unità SL:

- | | |
|-------------------------------|--------------------------------|
| $c' = 0 \div 5$ kPa | coesione drenata |
| $\varphi' = 30 \div 35^\circ$ | angolo di resistenza al taglio |

unità S:

- | | |
|-------------------------------|--------------------------------|
| $c' = 0 \div 5$ kPa | coesione drenata |
| $\varphi' = 35 \div 38^\circ$ | angolo di resistenza al taglio |

Un intervallo minimo di coesione drenata è associato al deposito, in relazione alla cementazione, seppur debole, che è nota in questa formazione geologico-geotecnica (sabbie e ghiaie di Messina),

anche se non facilmente riscontrabile dalle indagini eseguite. Tuttavia è riscontrabile ad esempio osservando l'attuale scarpata della trincea autostradale (uscita rampa A) dove si ha una scarpata unica di altezza fino a 17 m con pendenza rispetto all'orizzontale di 35-37° circa.

Si assume un peso di volume naturale (γ) di 19.0÷20.0 kN/m³, anche sulla base di esperienze maturate su terreni simili.

Relativamente alla deformabilità del materiale, in Figura 21 sono riportati i risultati delle indagini sismiche (velocità delle onde di taglio, Vs) ed i valori dall'interpretazione delle prove SPT. Si osserva un buon accordo nei dati a disposizione ed un andamento generalmente crescente con la profondità. Dall'andamento della velocità delle onde di taglio, si stimano i parametri deformazione (vedasi Figura 22, Figura 23):

Vs = 150 ÷ 500 m/s	velocità delle onde di taglio
Go = 40 ÷ 480 MPa	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
Eo = 110 ÷ 1200 MPa	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

5.4 Caratterizzazione geotecnica – Argille (unità A)

Il sondaggio SN2 della campagna integrativa del 2020-2021 intercetta argilla consistente a partire da 21.5 m da p.c. (vedasi Figura 16).

Le prove SPT eseguite in foro di sondaggio nell'unità sono tutte a rifiuto (vedasi Figura 18).

Nell'unità geotecnica in esame è stato prelevato un campione indisturbato, su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Dall'analisi granulometrica si ha (vedasi Figura 24):

- percentuale di ghiaia pari a 4%;
- percentuale di sabbia pari a 4%;
- percentuale di fine (limo+argilla) pari a 92%.

Il limite liquido è pari a 65%; il limite plastico è pari a 23%, l'indice di plasticità è pari a 42%. Il contenuto naturale d'acqua è pari a 27% (vedasi Figura 28). Nella Carta di Plasticità di Casagrande il materiale si colloca nella zona delle argille inorganiche di alta plasticità (vedasi Figura 29).

Il peso di volume naturale è pari a 19.7 kN/m³ (Figura 27).

E' stata eseguita una prova di taglio diretto ha fornito coesione drenata $c' = 10$ kPa ed angolo di resistenza al taglio $\phi' = 22^\circ$. In Figura 31 si riportano i valori delle prove di resistenza di laboratorio nel piano τ - σ' , e la correlazione di progetto che meglio interpola i punti sperimentali; da cui sulla base delle tensioni nell'ambito in cui sono le opere in progetto, si assume cautelativamente il seguente intervallo dei parametri di resistenza:

$c' = 5 \div 10$ kPa	coesione drenata
$\phi' = 22 \div 23^\circ$	angolo di resistenza al taglio;

La prova triassiale disponibile sull'unità in esame ha fornito un valore di resistenza al taglio non drenata pari a 135 kPa; i valori le prove Pocket Penetrometer forniscono risultati molto variabili (vedasi Figura 25). Si assume cautelativamente un range della resistenza al taglio non drenata tra 100 a 250 kPa.

Relativamente alla deformabilità del materiale, si considerano i risultati dell'indagine sismica DH-SN2, dai 21.5 m da p.c. (Figura 21) e dell'interpretazione delle prove SPT. Dall'andamento della velocità delle onde di taglio, si stimano i parametri deformazione (vedasi Figura 22, Figura 23):

Vs = 300 ÷ 600 m/s	velocità delle onde di taglio
Go = 170 ÷ 700 MPa	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
Eo = 400 ÷ 1500 MPa	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

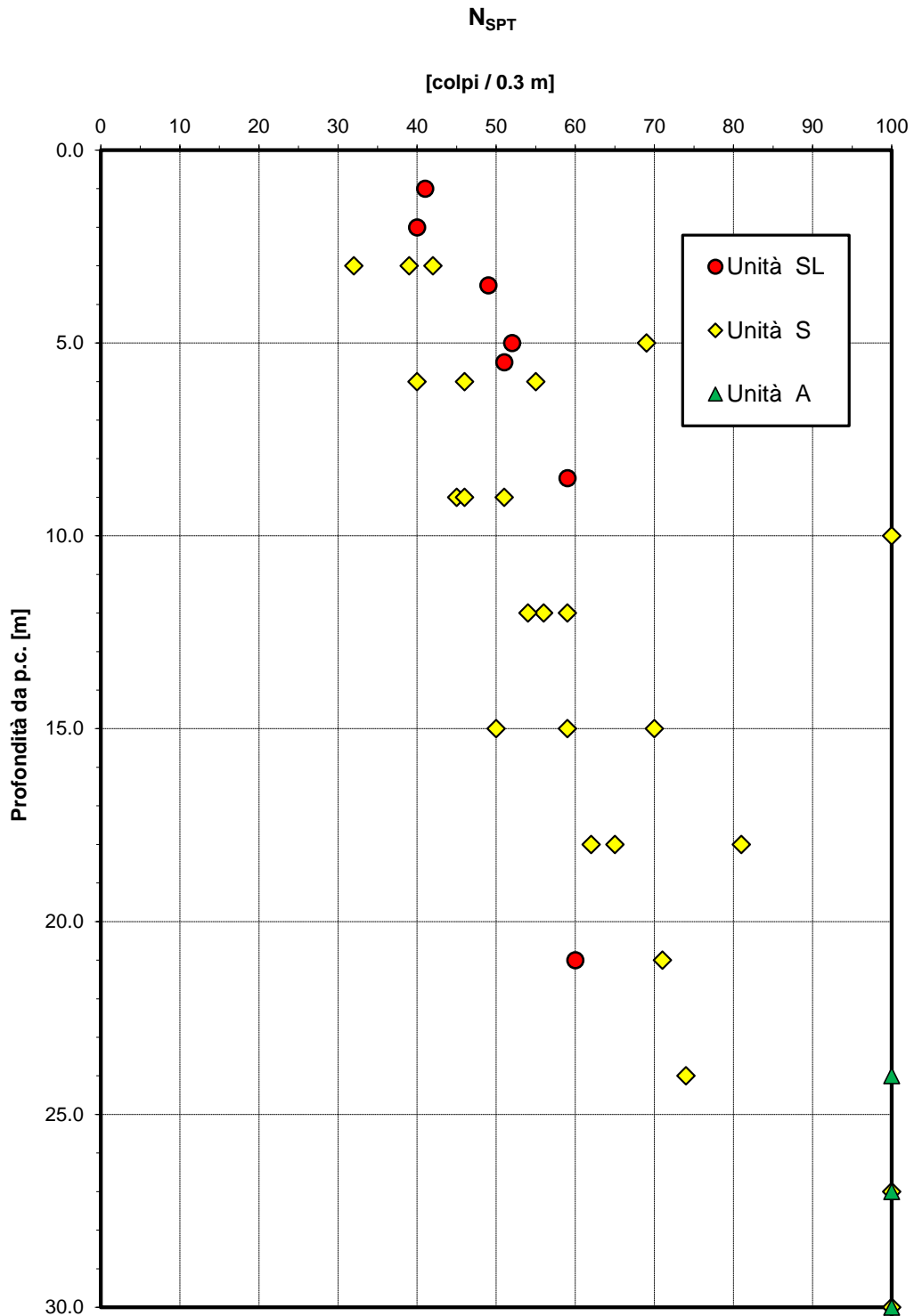


Figura 18 – Valori di N_{SPT}

Densità relativa da prove SPT

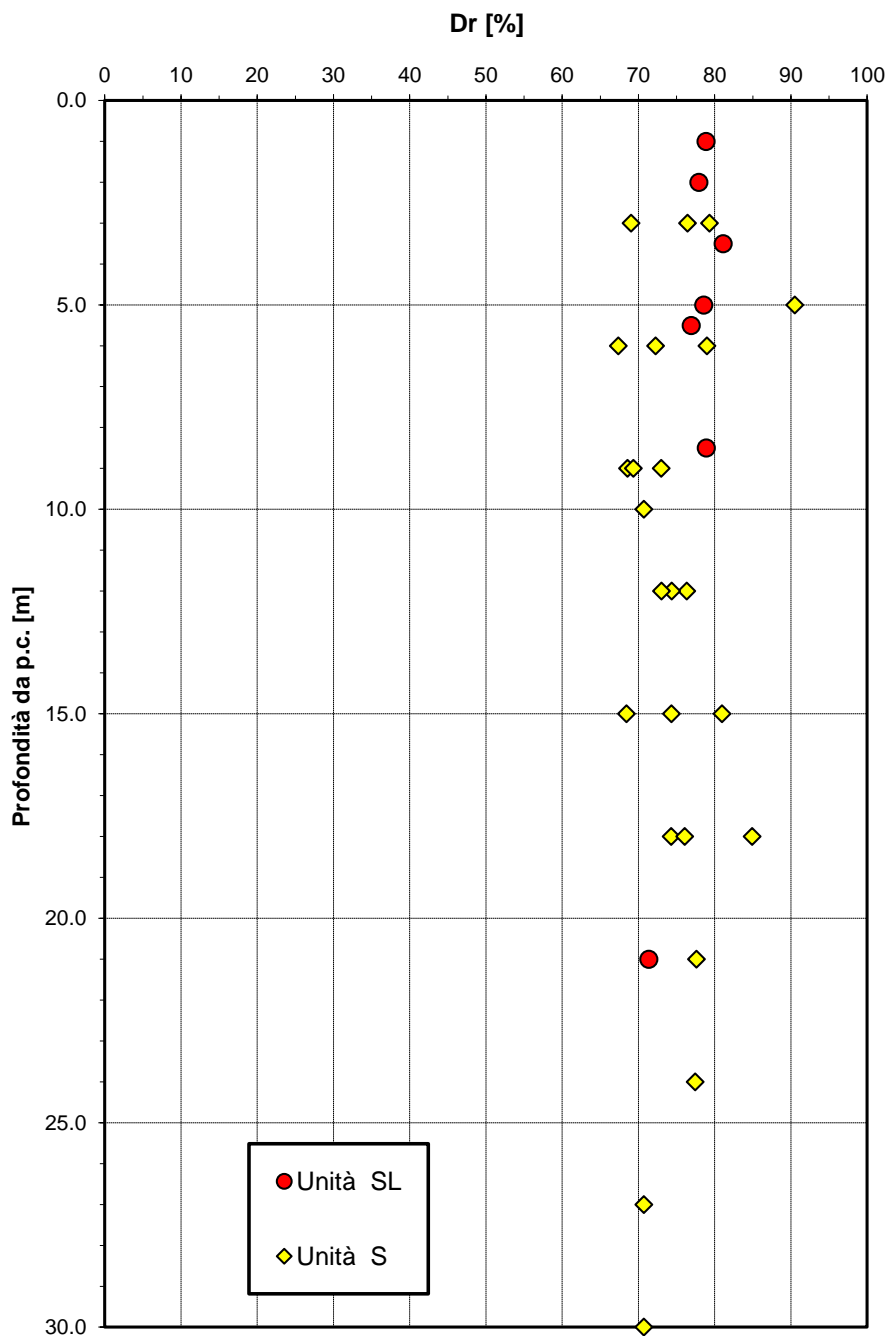


Figura 19 – Densità relativa da prove SPT

Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

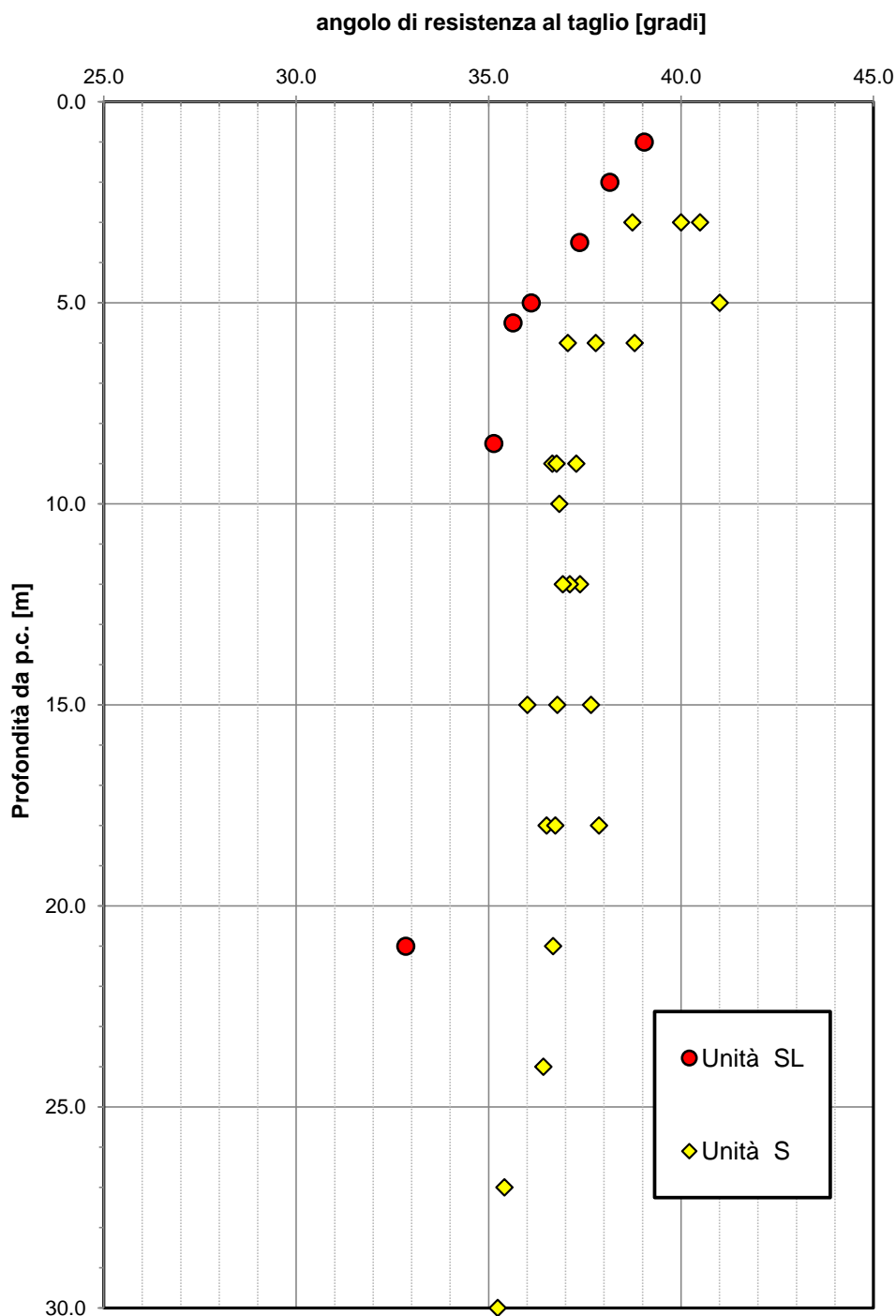
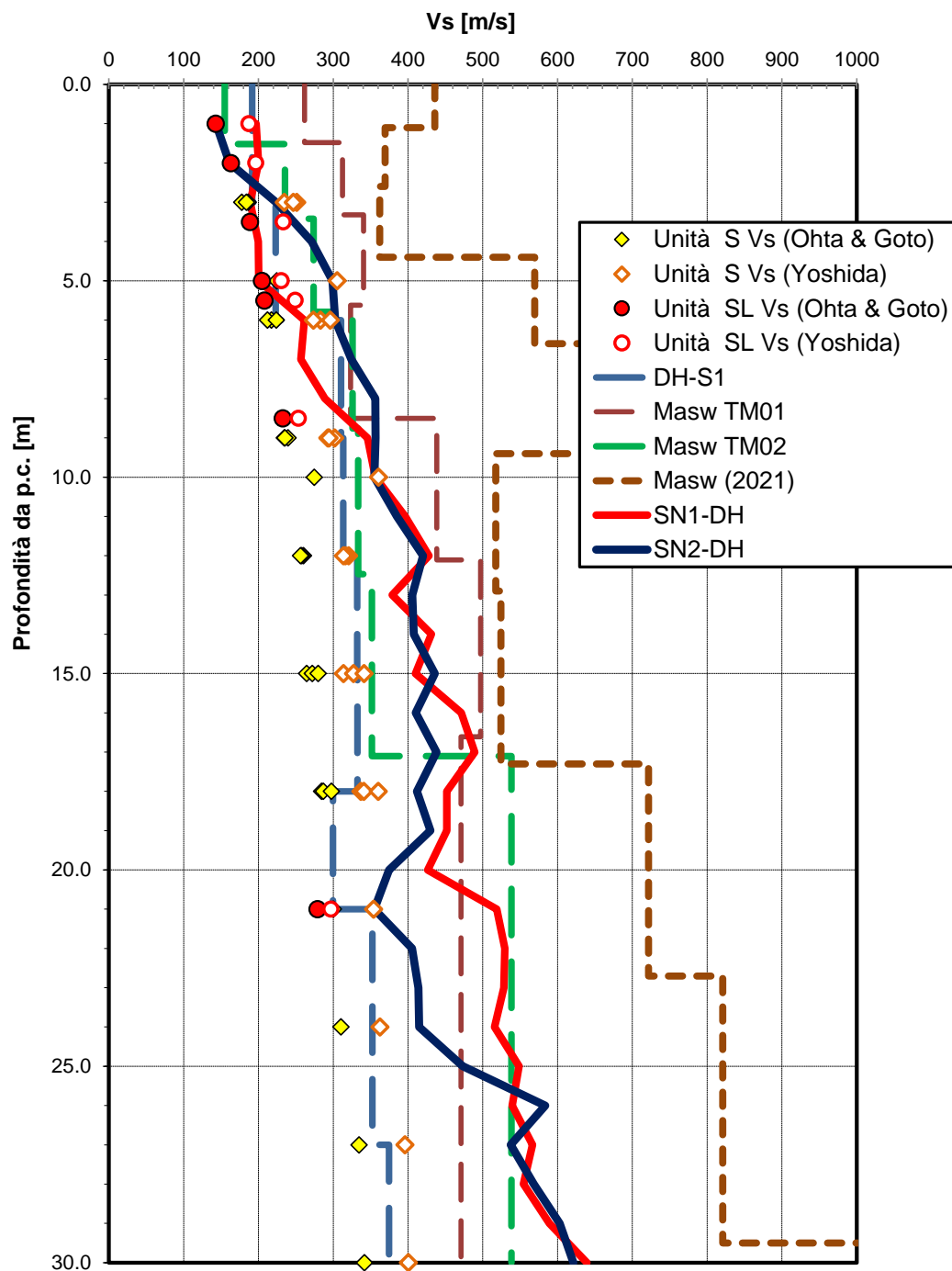
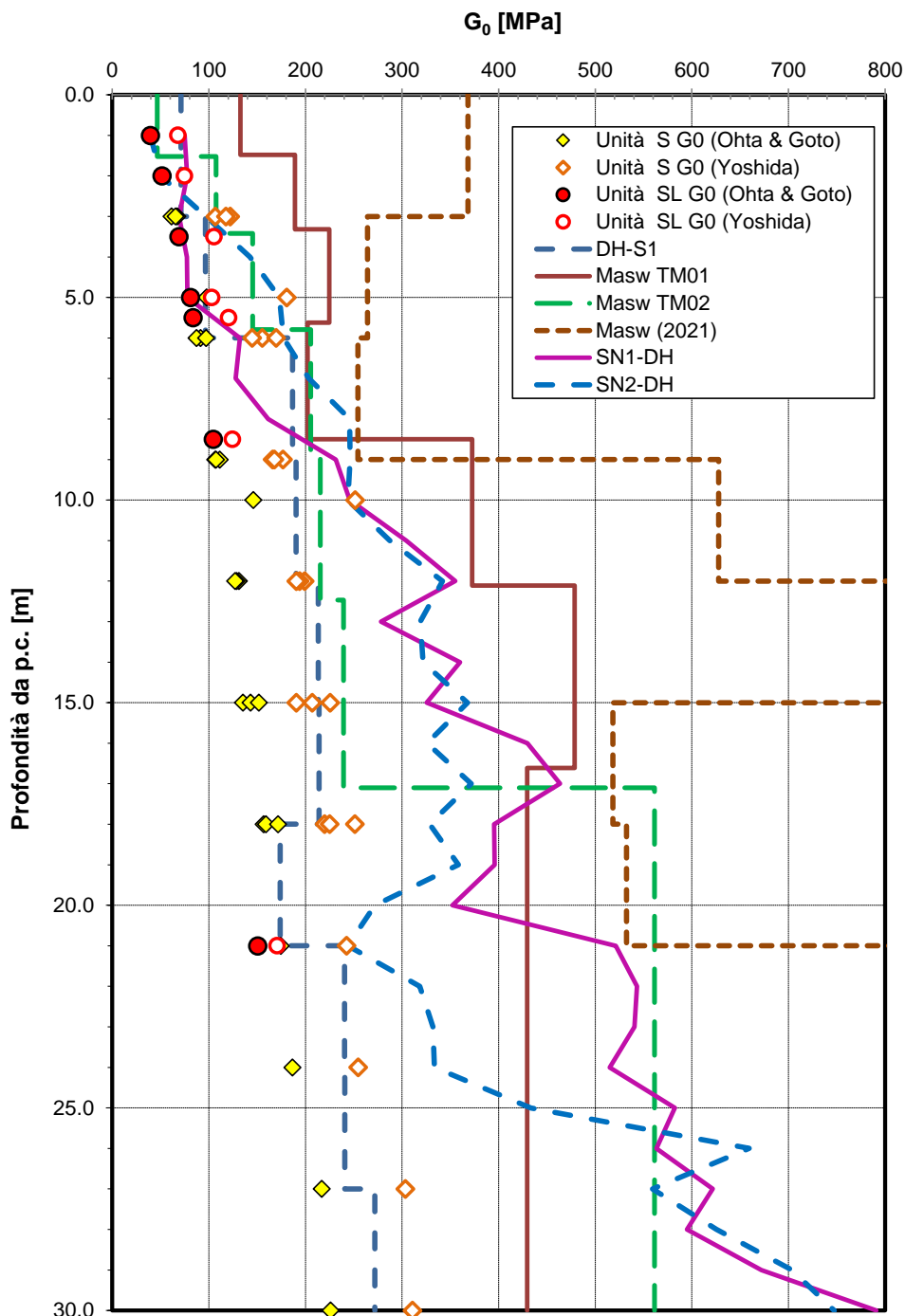
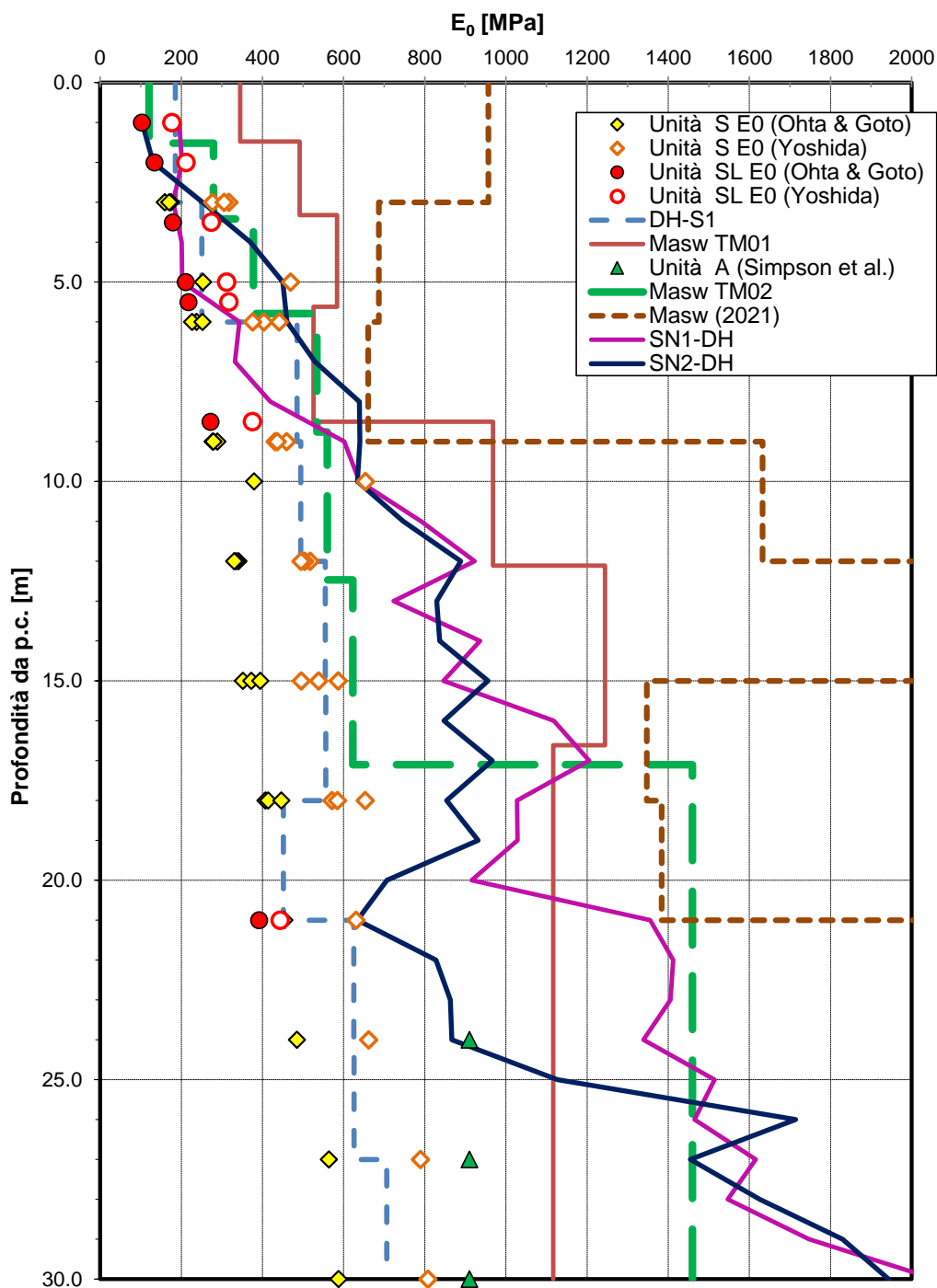


Figura 20 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

Figura 21 – Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche

Figura 22 – Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

Figura 23 – Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

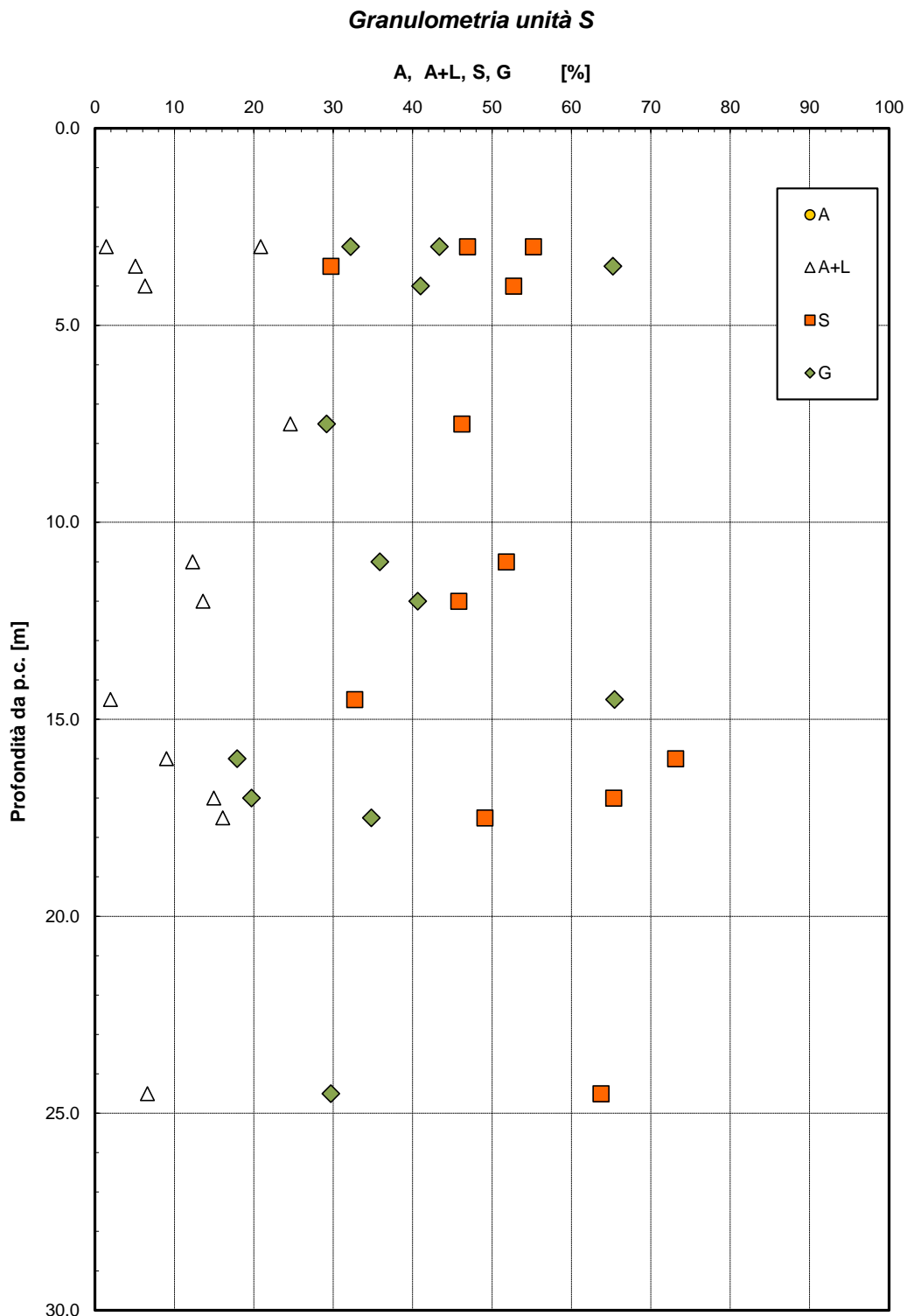


Figura 24 – Analisi granulometrica – Unità S

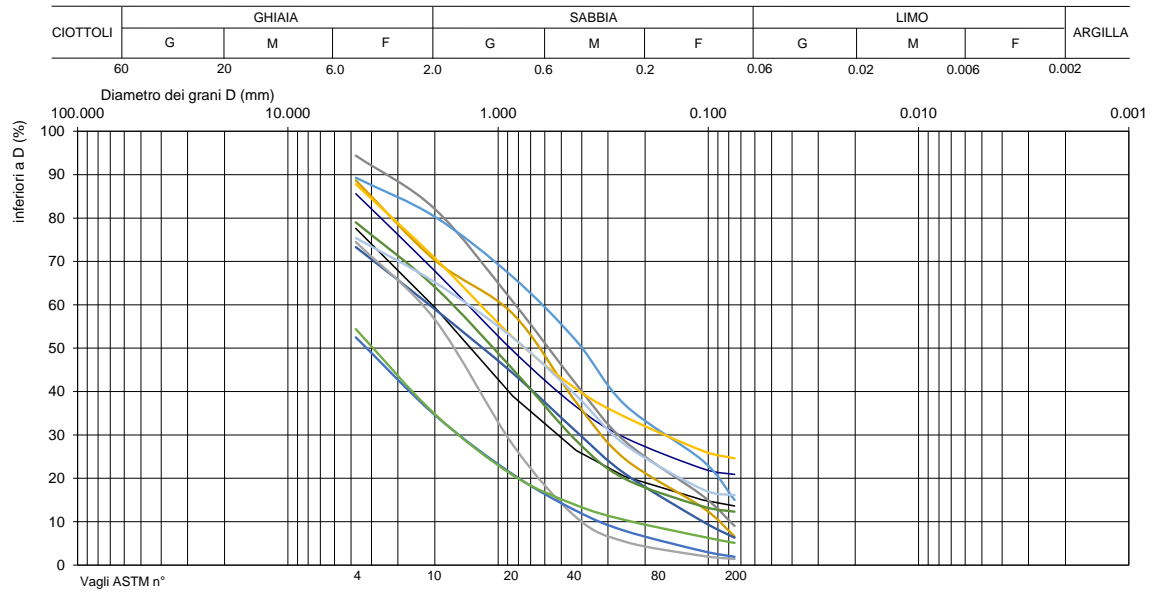


Figura 25 – Curve granulometriche – Unità S

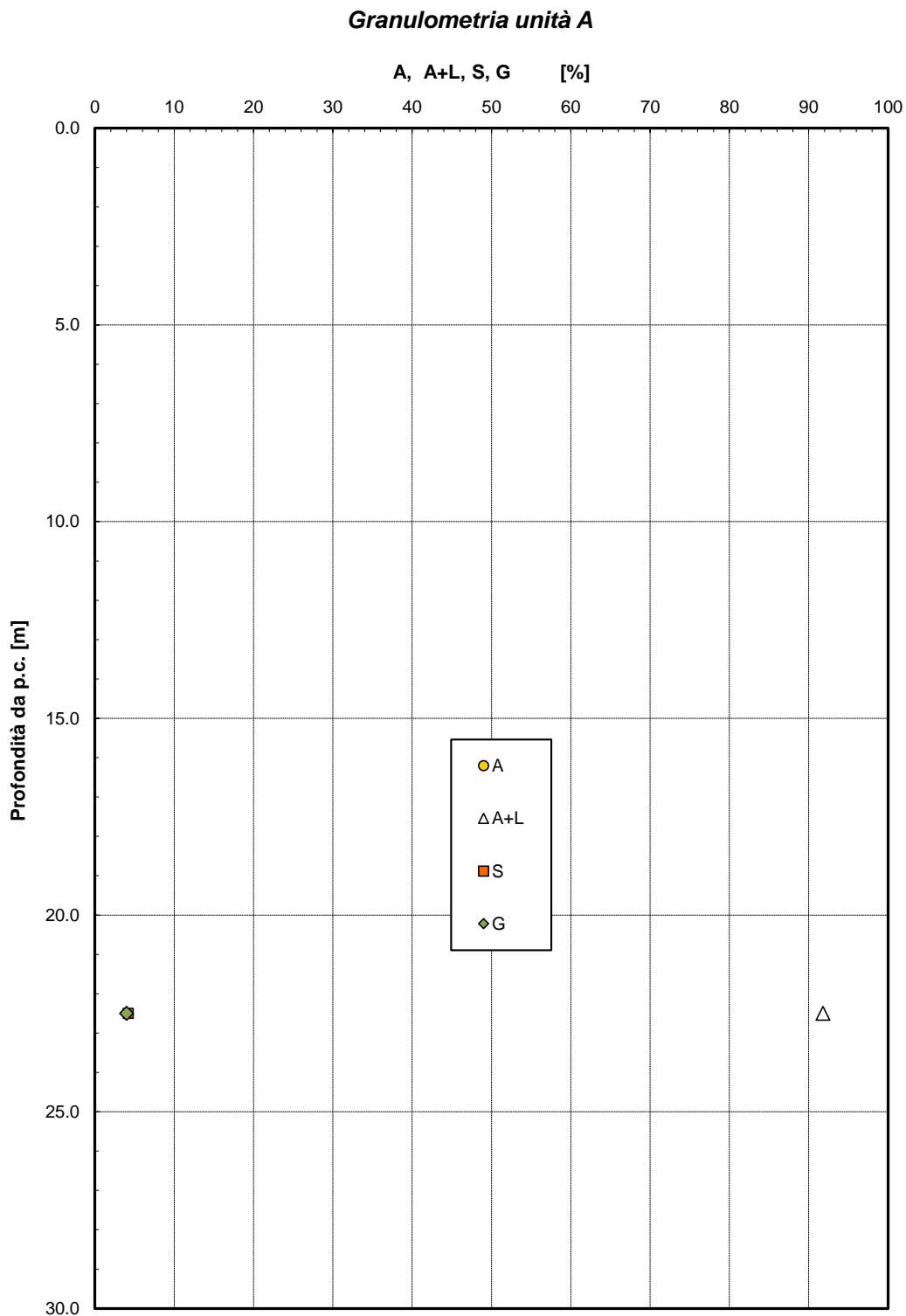


Figura 26 – Analisi granulometrica – Unità A

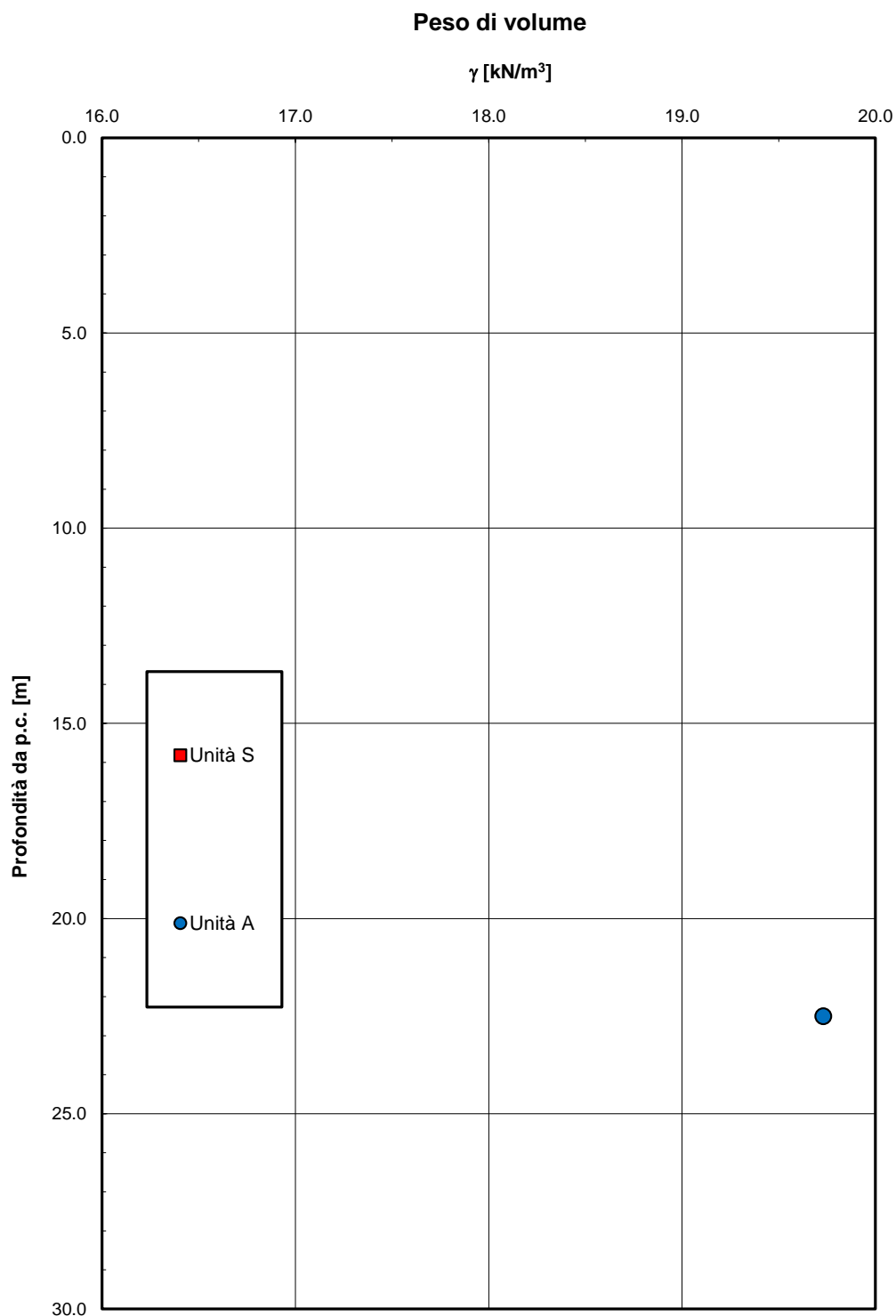


Figura 27 – Peso di volume

Limiti di Atterberg

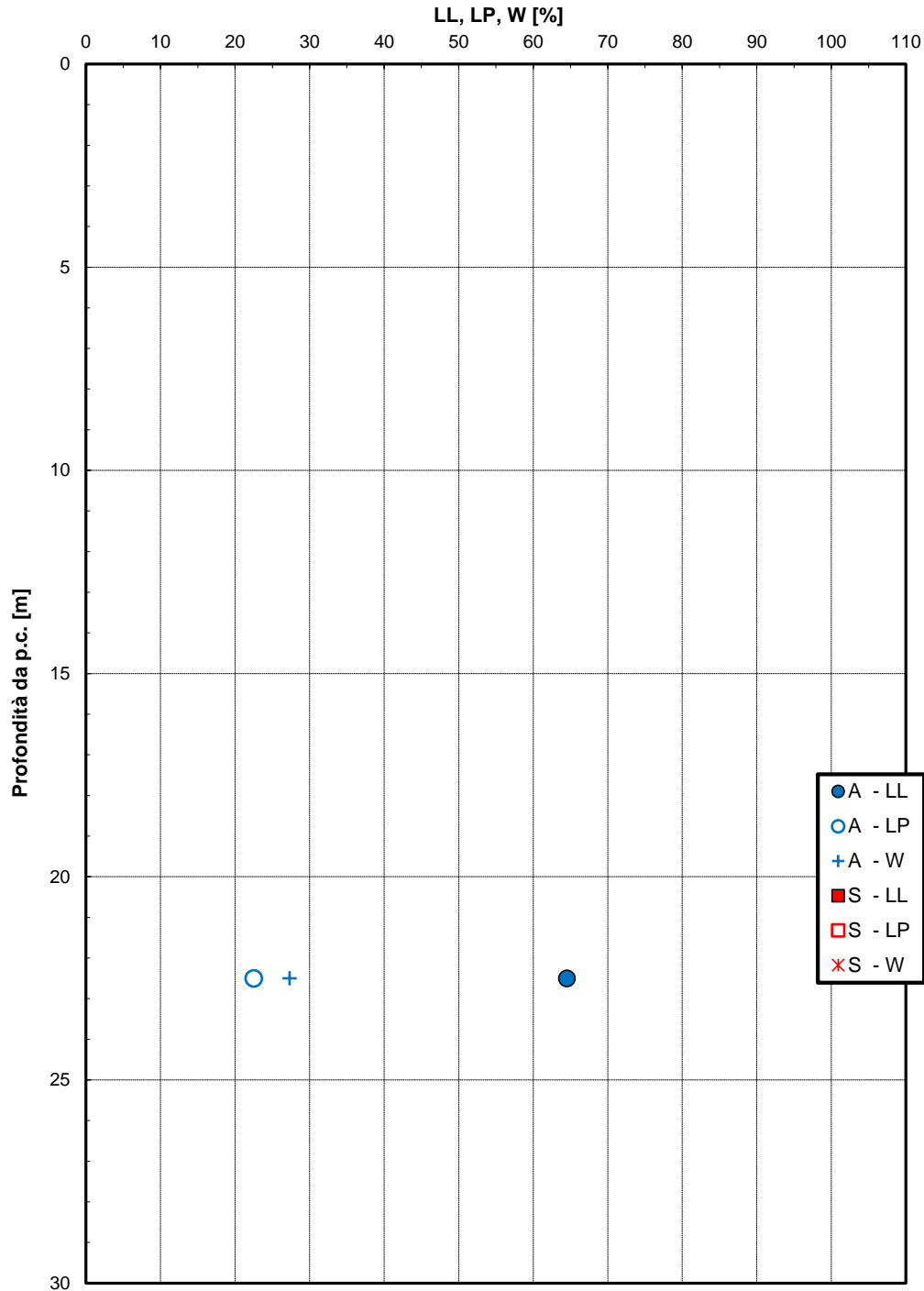
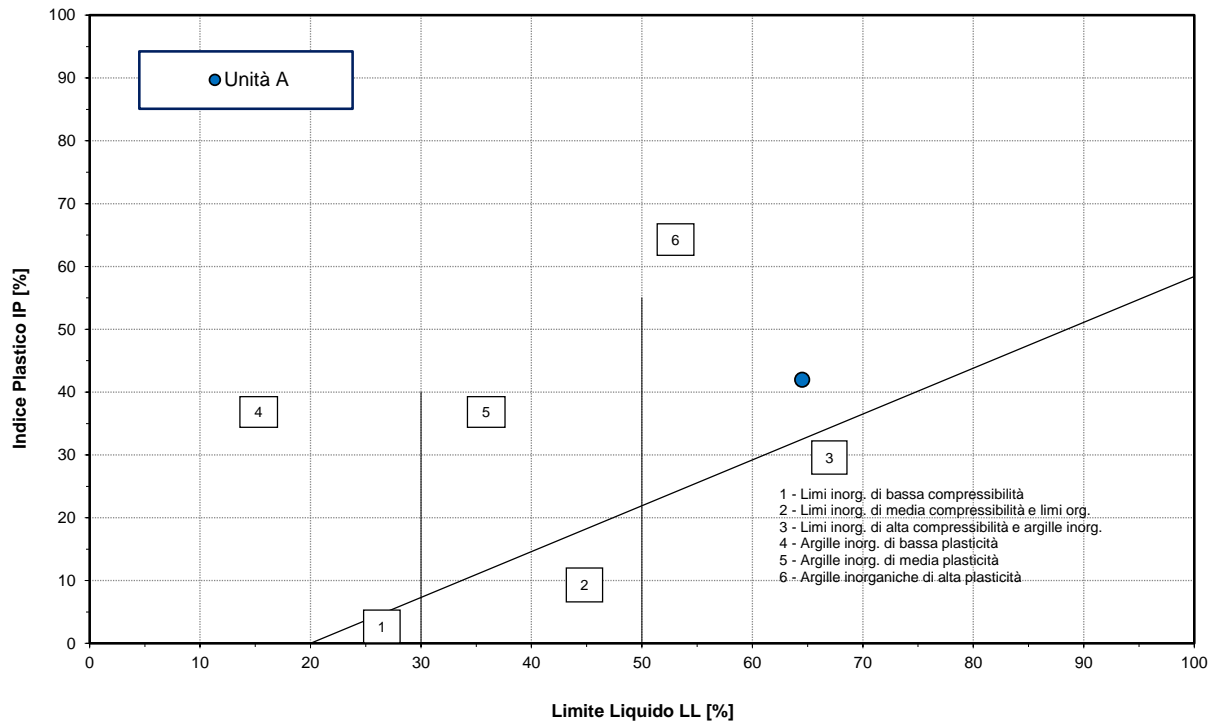


Figura 28 – Limiti di Atterberg

Carta di Plasticità di Casagrande

Figura 29 – Carta di plasticità di Casagrande

Andamento della resistenza al taglio non drenata

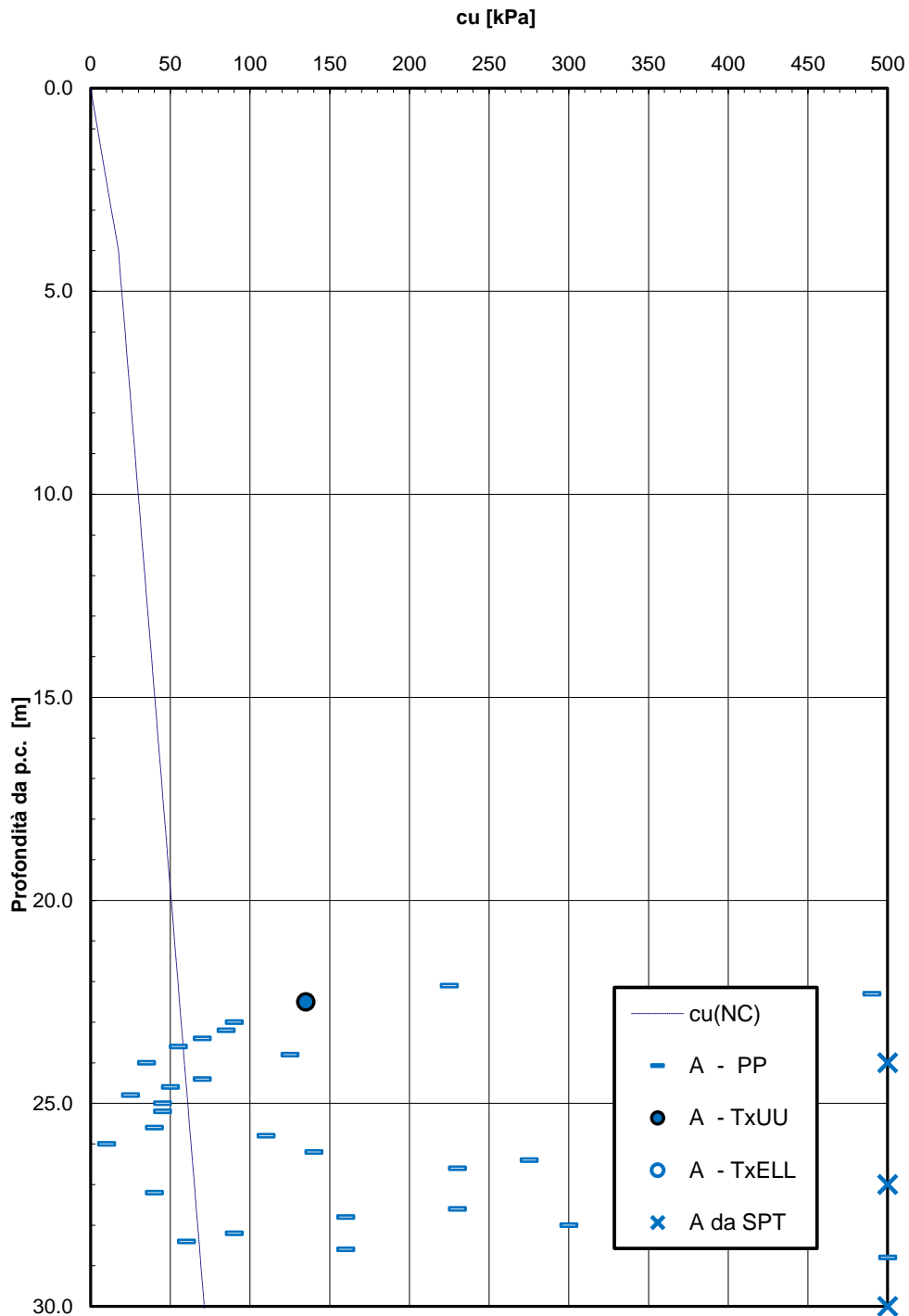


Figura 30 – Resistenza al taglio non drenata

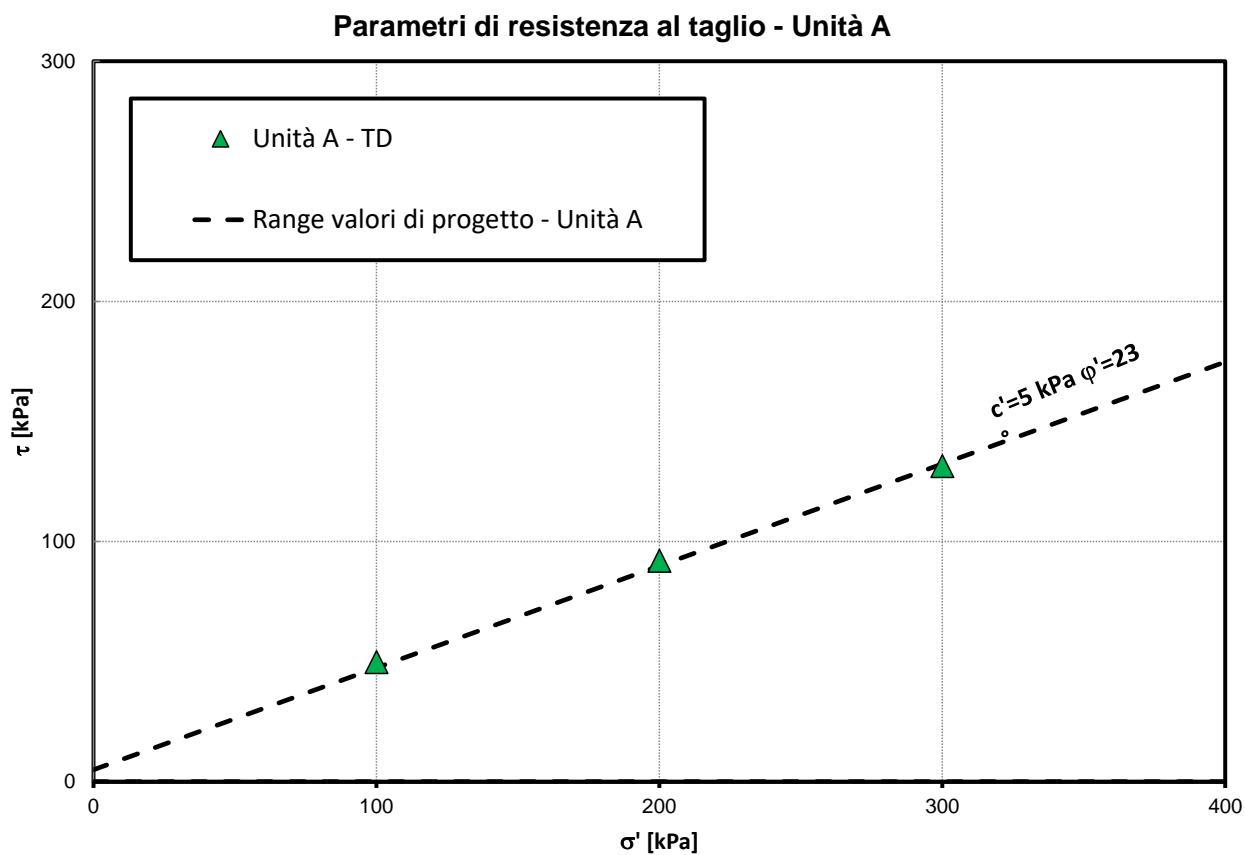


Figura 31 – Parametri di resistenza al taglio – Unità A

5.5 Parametri geotecnici caratteristici

A seguire si riportano i parametri geotecnici caratteristici delle unità geotecniche intercettate da tutte le indagini eseguite. L'unità geotecnica predominante nell'area per le opere in progetto è l'unità S (sabbie medie ghiaiose), in particolare la stratigrafia di riferimento per le opere la si può desumere dal profilo stratigrafico longitudinale.

Unità SL: sabbie limose e limi sabbiosi

$\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \div 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 30 \div 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$V_s = 150 \div 500 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 40 \div 480 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
$E_o = 110 \div 1200 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità S: sabbie medie, sabbie ghiaiose

$\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \div 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 35 \div 38^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$V_s = 150 \div 500 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 40 \div 480 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
$E_o = 110 \div 1200 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità A: argille

$\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \div 10 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 22 \div 23^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 100 \div 250 \text{ kPa}$	resistenza al taglio non drenata
$V_s = 300 \div 600 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 170 \div 700 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
$E_o = 400 \div 1500 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

I moduli di deformabilità "operativi" (E'_{op1}) da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni, saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E_o).

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati, i moduli elastici "operativi" saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale ($E_{op2}' = E_o/10$).

5.6 Livello falda

Il livello di falda è stato rilevato dalle indagini a profondità di 7 m dal p.c. nel sondaggio SN4 (zona casello), falda assente nel piezometro installato nel foro di sondaggio SN3 ed a 20 m da p.c. nel sondaggio SN2 (con quota assoluta maggiore). Pertanto per le opere in progetto la falda non interferirà con gli scavi, ma sarà generalmente a profondità maggiore.

5.7 Opere d'arte maggiori (sottovia, galleria artificiale, opere di sostegno) – caratterizzazione geotecnica di progetto

Nel seguito si definiscono stratigrafia e parametri caratteristici per il dimensionamento delle opere d'arte in accordo a quanto precedentemente indicato ai precedenti paragrafi.

Per la maggior parte delle opere d'arte quali sottovia, opere di sostegno (paratie), l'unità geotecnica di riferimento è:

- **Unità S (sabbie medie, sabbie ghiaiose).**

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E' = 35 \text{ MPa}$	modulo di deformazione operativo

Solo nella zona dove è prevista la galleria artificiale GA01 e relative paratie di approccio, si ha la seguente stratigrafia da p.c. (vedasi sondaggio SN2):

- **Unità S (sabbie medie, sabbie ghiaiose) da 0.0 a 18.5 m da p.c.**

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E' = 35 \text{ MPa}$	modulo di deformazione operativo
- **Unità SL (sabbie limose e limi sabbiosi) da 18.5 a 21.5 m da p.c.**

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 30^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E' = 30 \text{ MPa}$	modulo di deformazione operativo
- **Unità A (argilla) da 21.5 a 30.0 m**

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 23^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E' = 40 \text{ MPa}$	modulo di deformazione operativo

5.8 Riutilizzo dei materiali di scavo

Per la realizzazione delle opere in progetto sono previsti scavi che interesseranno prevalentemente i terreni dell'unità S. Dalle analisi granulometriche eseguite su questi materiali (vedasi Figura 24, Figura 25) si evince che si tratta di terreni, che si collocano nella classe A1-a, ed in subordine A1-b (classificazione CNR UNI10006), quindi idonei ad essere riutilizzati tal quali.

6 CLASSIFICAZIONE SISMICA

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

I risultati dello studio di pericolosità sono forniti, in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km) e nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g , del valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0 , del periodo di inizio del tratto costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_c^* ;
- per diverse probabilità di superamento in 75 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 45 e 1462 anni, estremi inclusi.

Pertanto, per individuare, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{V_R} associate a ciascuno degli stati limite considerati.

Infatti, fissata la vita di riferimento $V_{R,TR}$ è esprimibile in funzione di P_{V_R} mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

La vita di riferimento è calcolata come:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove V_N è la vita nominale dell'opera e C_U la classe d'uso.

Per il presente progetto si ha: $V_N=100$ anni e $C_U=2.0$ (classe d'uso IV), $V_R=200$.

Nota l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido a_g , l'accelerazione di picco a_{max} è valutata sulla base della risposta sismica locale:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove S_S è il coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione stratigrafica, S_T è il coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione topografica.

Dalla classificazione delle condizioni topografiche (Tab. 3.2.IV NTC2018), il sito in esame rientra nella categoria T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$).

Nel seguito viene definita la categoria di sottosuolo e le azioni sismiche di progetto.

6.1 Categoria di sottosuolo

La classificazione della categoria di sottosuolo viene eseguita sulla base di misure dirette dei valori di velocità di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$. Si può ricavare il parametro $V_{s,eq}$ mediante la relazione:

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

Per la definizione della categoria di sottosuolo sismica, in accordo alla normativa vigente sono state eseguite indagini sismiche finalizzate alla determinazione della $V_{s,eq}$, in particolare sono state

eseguite prove sismiche di tipo MASW e prove Down-Hole. Nella seguente tabella sono sintetizzati i risultati delle indagini sismiche in termini di $V_{s,eq}$. Da cui si assume cautelativamente per tutte le opere **Categoria di sottosuolo sismica tipo C**.

Tabella 9 – Definizione categoria di sottosuolo sismica da indagini sismiche

Prova Sismica	$V_{s,eq}$ (m/s)	Categoria di sottosuolo
DH-S1	292.2	C
MASW-TM01	411.4	B
MASW-TM02	357.6	C
DH-SN1	356.75	C
DH-SN2	353.75	C
MASW 1	536.61	B

6.2 Azioni sismiche di progetto

Per il sito in esame (localizzazione per coordinate, come in seguente tabella), sulla base di quanto riportato nei capitoli precedenti ed in accordo a quanto esposto nella relazione geologica, si ha:

- $V_N=100$ anni, $C_U=2.0$ (classe IV), categoria di sottosuolo C, le accelerazioni massime attese al piano campagna sono pari a:
 $ag = 0.417$ g, $S_s = 1.108$, $S_T = 1.0$, da cui $a_{max} = 0.417 \cdot 0.108 \cdot 1.0 = 0.45g$

Tabella 10 – Localizzazione sito

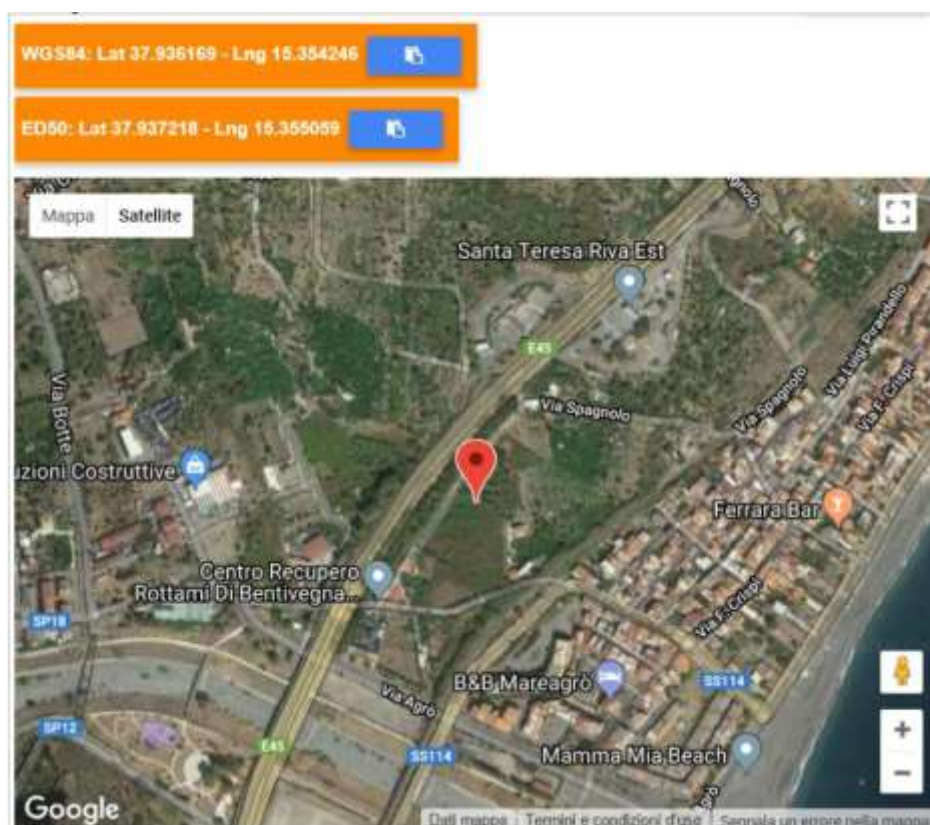


Tabella 11 – Parametri sismici

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

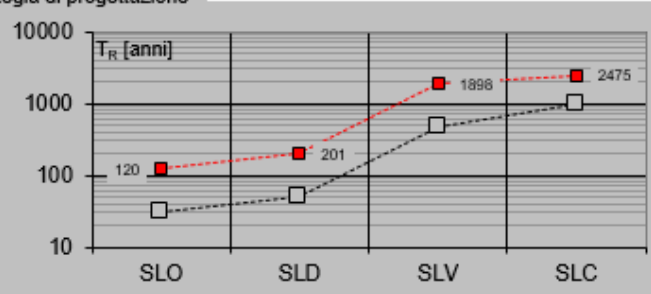
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input style="width: 80px;" type="text" value="120"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input style="width: 80px;" type="text" value="201"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input style="width: 80px;" type="text" value="1898"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input style="width: 80px;" type="text" value="2475"/>

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

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.128	2.365	0.311
SLD	201	0.163	2.391	0.322
SLV	1898	0.417	2.477	0.401
SLC	2475	0.462	2.481	0.414

Tabella 12 – Parametri dello spettro di risposta orizzontale allo SLV

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato SLV info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo C info $S_S =$ 1.080 $C_C =$ 1.420 info
 Categoria topografica T1 info $h/H =$ 0.000 $S_T =$ 1.000 info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta =$ 1.000 info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 3 Regol. in altezza no info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q 1.5 $\eta =$ 0.667 info

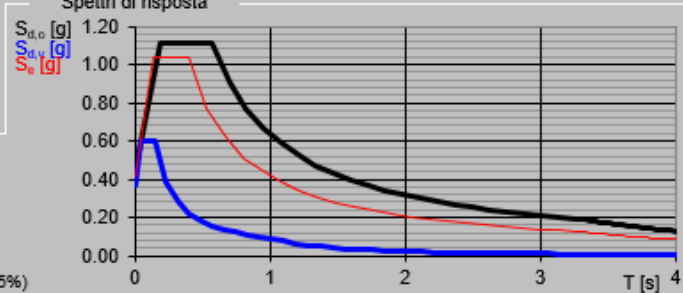
Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta ▶▶▶
 Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta



$S_{d,o}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]

T [s] 4

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_0	0.417 g
F_{q_0}	2.477
T_C	0.401 s
S_S	1.080
C_C	1.420
S_T	1.000
q	1.000

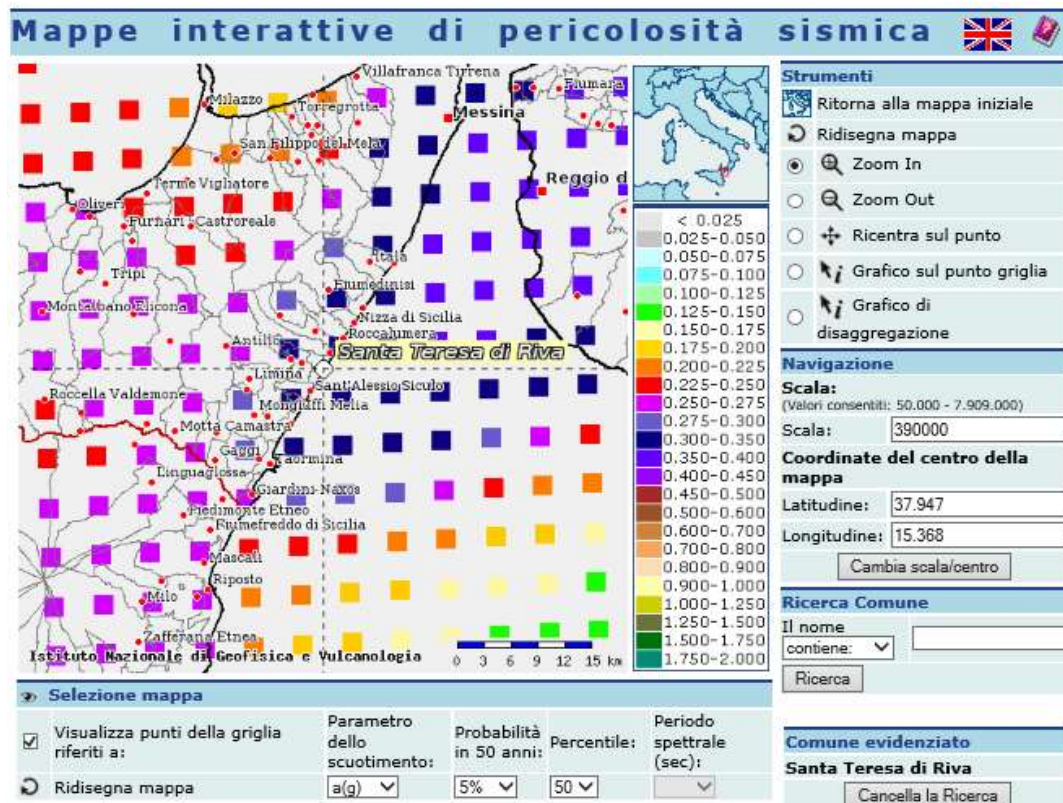
Parametri dipendenti

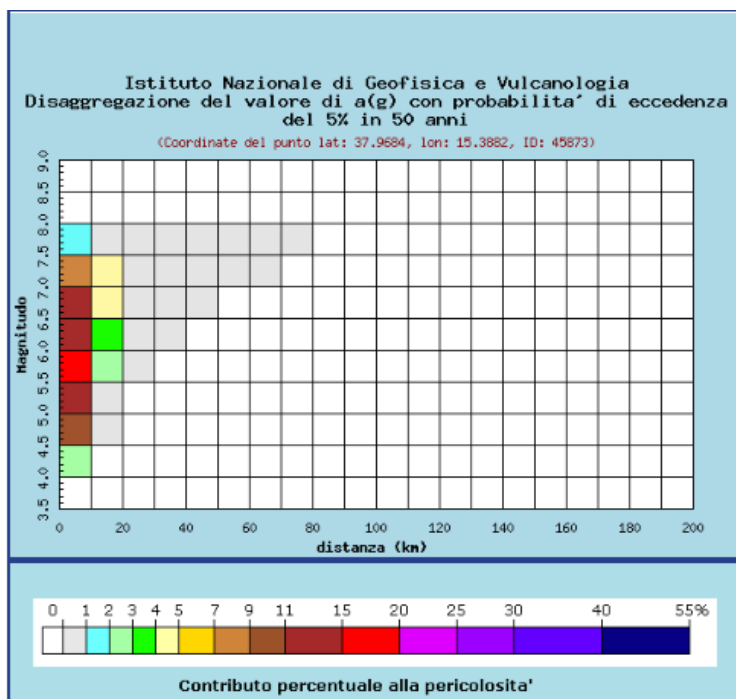
S	1.080
η	1.000
T_B	0.190 s
T_C	0.569 s
T_D	3.269 s

6.3 Magnitudo

La magnitudo di riferimento è stata individuata dal sito “esse1-gis.mi.ingv.it”, in base alle coordinate del sito ed alle indicazioni sulla sismicità si individua magnitudo $M = 6.04$.

Nelle figure seguenti sono riportati i dati del sito. Poiché i dati del sito si riferiscono esclusivamente ad un periodo di riferimento $V_R=50$ anni differente da quello di progetto per le opere, l'analisi dei dati di disaggregazione è eseguita calcolando l'equivalente valore della probabilità di eccedenza P_{VR} lasciando invariato il tempo di ritorno: $P_{VR} = 1 - \exp(-V_{R,rif} / T_R) = 1 - \exp(-50 / 949) = 5\%$.





Distanza in km	Disaggregazione del valore di $a(g)$ con probabilita' di eccedenza del 5% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 37.9684, lon: 15.3882, ID: 45873)										
	Magnitudo										
	3,5-4,0	4,0-4,5	4,5-5,0	5,0-5,5	5,5-6,0	6,0-6,5	6,5-7,0	7,0-7,5	7,5-8,0	8,0-8,5	8,5-9,0
0-10	0.000	2.840	10.700	14.900	16.500	14.800	11.400	7.580	1.110	0.000	0.000
10-20	0.000	0.000	0.047	0.775	2.490	3.650	4.680	4.970	0.937	0.000	0.000
20-30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.034	0.237	0.611	0.995	0.234	0.000	0.000
30-40	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.098	0.296	0.084	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.066	0.024	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.009	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.003	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
6.040	6.780	0.909

6.4 Analisi rischio potenziale liquefazione dei terreni

La Normativa tecnica al paragrafo 7.11.3.4.2 afferma che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 1) Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di free-field minori di 0.1 g;
- 2) Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 3) Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
- 4) Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate in figura seguente nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

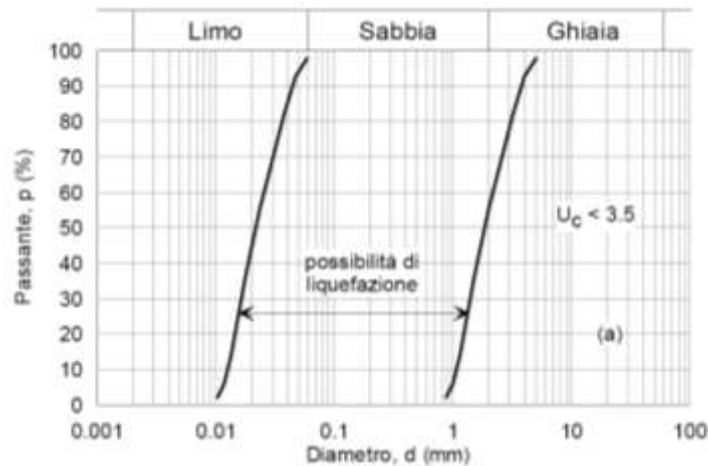


Figura 32- Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per $U_c < 3.5$

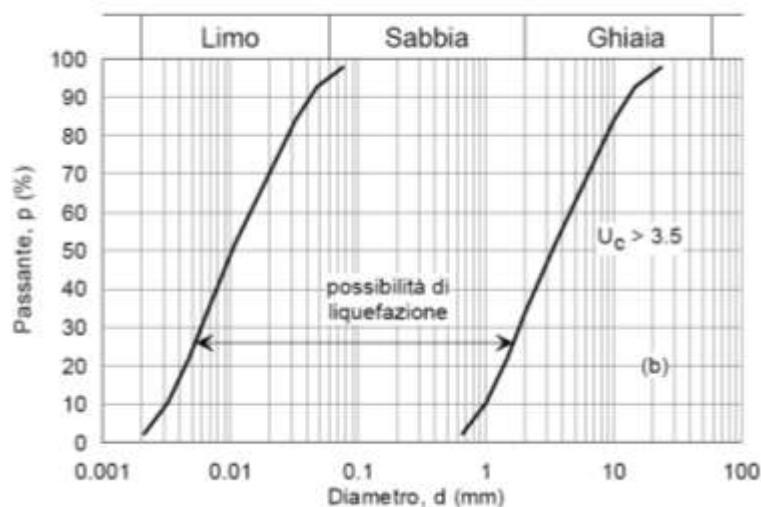


Figura 33- - Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per $U_c > 3.5$

Per il sito in esame, sulla base di quanto riportato nei capitoli precedenti e nella relazione geologica, risulta che:

- l'evento sismico atteso è di magnitudo M pari a 6.04;
- le accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di free-field sono maggiori di 0.1-g;
- il livello di falda è generalmente profondo, solo nel sondaggio SN4 è rilevato a 7 m da p.c.;
- sono presenti terreni sabbiosi e/o limo-sabbiosi con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$.

Il sito è caratterizzato da condizioni sismiche medio-alte, con presenza di terreni sabbiosi e limoso sabbiosi con elevati valori di addensamento e talvolta debole cementazione. Inoltre il livello di falda è generalmente profondo e quindi in relazione alla tipologia di formazione geologica si potrebbe escludere la verifica a liquefazione. Tuttavia, viene cautelativamente eseguita la verifica a liquefazione dei terreni con i risultati delle indagini in sito disponibili (prove SPT e sismica DH).

6.4.1 Metodologie di analisi

La suscettibilità dei terreni nei confronti della liquefazione è stata valutata alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili, mediante un'analisi pseudo-statica in condizioni di free-field, in corrispondenza di un numero adeguato di verticali significative.

La suscettibilità alla liquefazione è stata valutata ricavando il fattore di sicurezza FL nei confronti della liquefazione dato dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione (stato di sforzo critico associato alla condizione di liquefazione) e la sollecitazione indotta dall'azione sismica.

Si definisce il rapporto di resistenza ciclica CRR, ovvero il parametro tensionale normalizzato rispetto alla tensione verticale efficace agente alla profondità esaminata, mentre CSR è il rapporto di tensione ciclica:

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di tensione ciclica}$$

$$CRR = \frac{\tau_l}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di resistenza ciclica}$$

Il termine CSR può essere valutato ad una determinata profondità nel sottosuolo attraverso la seguente relazione semplificata di Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max,s}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

dove:

- $a_{max,s}$ è l'accelerazione orizzontale di picco a piano campagna del terremoto atteso;
- g è l'accelerazione di gravità;
- σ_v e σ'_v sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale alla profondità considerata;
- r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che tiene conto della deformabilità del sottosuolo.

Il coefficiente dell'azione sismica r_d si può ricavare, per profondità dal piano campagna non superiori a 20 m, mediante la seguente espressione di Idriss e Boulanger (2004):

$$r_d = \exp \left[\left(-1.012 - 1.126 \sin \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \right) + \left(0.106 + 0.118 \sin \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right) M \right]$$

dove:

z è la profondità dal piano campagna;

M magnitudo di momento dell'evento sismico atteso.

Il rapporto di resistenza ciclica CRR può essere valutato mediante relazioni empiriche che correlano la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT o indagini sismiche, come meglio descritto nel seguito.

I metodi per la valutazione del rapporto di resistenza ciclica a partire dai risultati di prove in sito sono applicabili nel caso di piano campagna sub-orizzontale e stati tensionali efficaci ridotti. Tuttavia, anche in assenza di tali condizioni, è possibile ottenere una stima approssimata del termine CRR attraverso l'introduzione di opportuni fattori correttivi.

Dato che CRR dipende dal numero di cicli significativi, che a sua volta dipende dalla magnitudo M, è necessario rivalutare CRR per ricondurlo ad un valore costante di M, convenzionalmente preso come M = 5.14, introducendo un fattore di scala della magnitudo MSF così definito:

$$MSF = \frac{CSR_M}{(CSR)_{M=7.5}} = \left(\frac{N_{M=7.5}}{N_M} \right)^b$$

Il valore di MSF si può ricavare dalla relazione di Idriss e Boulanger (2004):

$$\left\{ \begin{array}{l} MSF = 6.9 \exp \left(\frac{-M}{4} \right) - 0.058 \\ MSF \leq 1.8 \end{array} \right.$$

Per l'interpretazione dai dati di Vs, la bibliografia suggerisce di utilizzare la seguente correlazione di Andrus e Stock, 1997:

$$MSF = (M/7.5)^{-2.56}$$

6.4.1.1 ANALISI BASATE SU PROVE SPT

Avendo a disposizione i risultati delle prove SPT, si è proceduto nel seguente modo:

1. il numero di colpi N_{SPT} è stato ricondotto ad un valore normalizzato e corretto $(N_1)_{60}$ mediante la seguente relazione:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

2. il coefficiente C_N , che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace, è stato ricavato per via iterativa dalla relazione di Liad e Whitman (1986):

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.50}$$

dove p_a è la pressione atmosferica (100 kPa). Tale coefficiente non deve comunque superare il valore di 1.7.

3. il fattore C_E è un fattore correttivo che va a considerare il rendimento energetico dell'attrezzatura e riconduce le misure ad un rendimento energetico del 60 % e può essere valutato nel modo seguente:

$$C_E = \frac{ER_m}{60}$$

in cui ER_m è il fattore di rendimento (espresso in %) del trasferimento dell'energia del maglio all'attrezzo campionatore, relativo alla macchina utilizzata per fare la prova; considerando che la configurazione di prova normalmente adoperata in Italia ha un rendimento energetico del 60 %, tale coefficiente è stato posto pari ad 1.

4. i coefficienti C_B (fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio), C_R (fattore correttivo per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice) e C_S (fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionatore) sono stati assunti pari ad 1 dato che le prove sono state eseguite sulla base delle raccomandazioni fornite dall'AGI (1977).
5. il valore della resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ è stato riportato ad un valore equivalente per le sabbie pulite attraverso la relazione di Idriss e Boulanger (2004):

$$(N_1)_{60_{CS}} = (N_1)_{60} + \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC} - \left(\frac{15.7}{FC}\right)^2\right)$$

dove FC è la frazione di fine espressa in percentuale.

Il contenuto di materiali fini (FC) è stato assunto dalle analisi granulometriche eseguite sul campione prelevato in corrispondenza della quota SPT o comunque entro lo strato analizzato; per i valori relativi ai sondaggi per i quali non è disponibile il laboratorio, è stato preso il valore medio derivante da tutte le prove granulometriche dell'unità in esame.

6. dal valore di $(N_1)_{60}$ può essere ricavato il valore di resistenza alla liquefazione CRR mediante l'impiego di abachi di letteratura ottenuti dall'osservazione di casi storici, in cui sono rappresentate le curve limite che separano le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione. Tali curve possono essere ottenute tramite la seguente relazione in funzione della frazione fine FC:

$$CRR = \exp\left[\frac{(N_1)_{60_{CS}}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60_{CS}}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60_{CS}}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60_{CS}}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right]$$

Quindi, utilizzando l'espressione sopra riportata, è stato ricavato il valore di CRR.

7. La sicurezza nei confronti della liquefazione è stata valutata, alla profondità considerata, mediante il coefficiente di sicurezza FL.

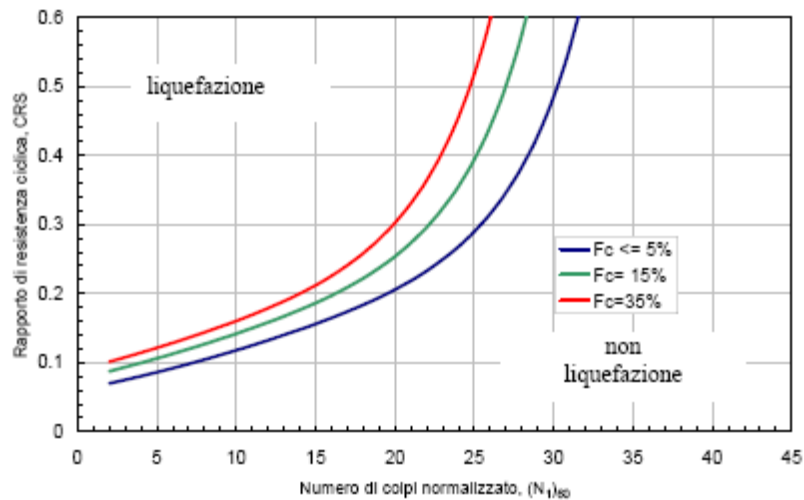


Figura 34- Curve per il calcolo del rapporto di resistenza ciclica CRR dai risultati di prove SPT

6.4.1.2 ANALISI BASATE SULLE ONDE DI TAGLIO VS

L'utilizzo delle velocità delle onde di taglio V_s per valutare la resistenza alla liquefazione è ugualmente valido perché sia la velocità V_s sia la resistenza alla liquefazione CRR sono similmente influenzate da stessi fattori (rapporto dei vuoti, stato di sforzo, storia dello sforzo, età geologica, ecc.).

Disponendo delle misure di V_s effettuate con prove Down Hole, si è proceduto nel seguente modo:

1. La velocità V_s è corretta dalla sovrappressione usando l'equazione (Scora, 1987; Kayen et al., 1992; Robertson et al., 1992):

$$V_{s1} = V_s \cdot \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25}$$

dove

V_{s1} = velocità delle onde di taglio corretta della sovrappressione;

V_s = velocità delle onde di taglio misurate in situ da prova;

P_a = pressione atmosferica approssimativamente pari a 100 kPa;

σ'_{v0} = pressione effettiva iniziale alla stessa unità di misura di P_a .

2. da V_{s1} può essere ricavato il valore di resistenza alla liquefazione CRR mediante la seguente equazione (Andrus e Stokoe, 1997):

$$CRR = \left[a \cdot \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \cdot \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right]$$

dove

V_{s1}^* = limite superiore critico del valore della velocità delle onde di taglio necessario per la liquefazione

a e b = valori usati per tracciare le curve pari rispettivamente a 0.022 e 2.8;

V_{s1} = velocità delle onde di taglio corretta della sovrappressione.

I valori di V_{s1}^* variano linearmente da 200 m/s per suoli con contenuto di fini pari al 35% a 215 m/s per suoli con contenuto di fini del 5% o meno. Il valore di V_{s1}^* è ottenuto dalla seguente formula:

$$V_{s1}^* = 215 - 0.5(FC - 5)$$

dove

FC = contenuto di fini in percentuale.

Il minimo valore di CRR è uguale a 0.033 per $V_{s1} = 100$ m/s.

6.4.2 Risultati dell'analisi di liquefazione e conclusioni

Nella seguente tabella si riportano i valori di N_{spt} sotto falda ed il corrispondente valore del fattore di sicurezza a liquefazione (FSL). Il livello di falda (wl) inserito nelle verifiche è quello rilevato in fase indagini nel foro o estrapolato dal livello dei sondaggi vicini e il contenuto di fine (FC) è stato assunto cautelativamente pari a 15%.

Sond.	wl	γ	Unità	z	Nspt	FC	σ_v	u	σ'_v	C_N	Erm	C_E	C_B	C_R	C_S	$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60,CS}$	CRR	rd	CSR	$(CSR)_M$	FSL
	[m]	[kN/m ³]	[-]	[m]	[-]	[%]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
SN1	30.0	19.0	S	30.0	100	11	570	0	570	0.42	60	1.0	1.0	1.0	1.0	41.9	43.49	1.55E+01	0.46	0.14	0.09	168.1
SN2	20.0	19.0	S	21.0	60	11	399	10	389	0.51	60	1.0	1.0	1.0	1.0	30.4	32.03	6.47E-01	0.56	0.17	0.12	5.6
SN4	7.0	19.0	S	10.0	100	11	190	30	160	0.79	60	1.0	1.0	1.0	1.0	79.1	80.66	1.91E+28	0.80	0.28	0.19	1.0E+29

Tabella 13 – Verifica a liquefazione da prove SPT

Nella seguente figura sono graficati i risultati della verifica a liquefazione da prove SPT, da cui si osserva che i valori ricadono nella zona di non liquefazione.

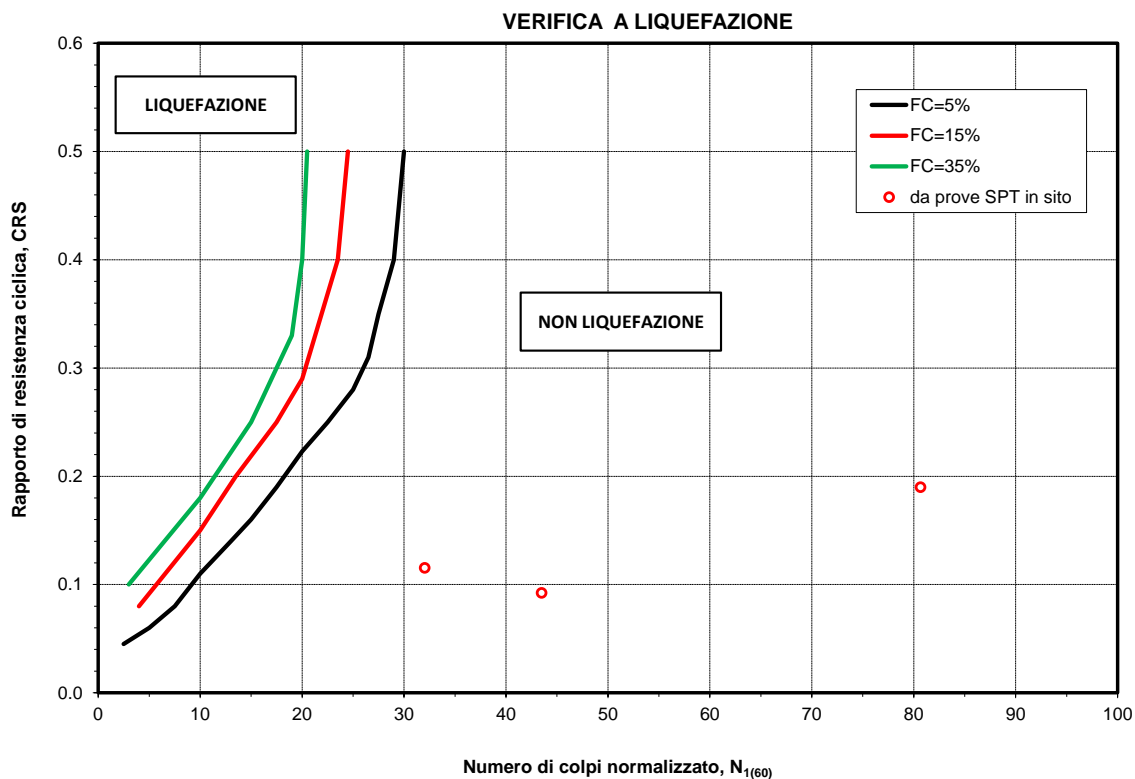


Figura 35- Verifica a liquefazione - da prove SPT

Nella seguente tabella si riportano i risultati dell'analisi di liquefazione eseguiti sulla sismica DH-S1.

Tabella 14 – Verifica a liquefazione da prova Down-Hole S1

DH-S1															
ρ (t/m^3)	1.94											a=	0.022		
v	0.30											b=	2.8		
falda	20											M=	6.04	ag/g=	0.45
γ_n	19											MSF=	1.74		
z	Vs	σ_v	u	σ'_v	cv	Vs1	FC	Vs1*	CRR,7.5	rd	CRS	CRS,M	FSL		
m da p.c.	[m/s]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[m/s]	[%]	[m/s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]		
0	192	0	0	0											
3	192	57	0	57	1.2	220.6	11	212	NO LIQUEF	0.96	0.281	0.161	NO LIQUEF		
3	223	57	0	57	1.2	256.8	11	212	NO LIQUEF	0.96	0.281	0.161	NO LIQUEF		
6	223	114	0	114	1.0	215.9	11	212	NO LIQUEF	0.90	0.262	0.151	NO LIQUEF		
6	311	114	0	114	1.0	300.5	11	212	NO LIQUEF	0.90	0.262	0.151	NO LIQUEF		
9	311	171	0	171	0.9	271.5	11	212	NO LIQUEF	0.83	0.242	0.139	NO LIQUEF		
9	313	171	0	171	0.9	274.1	11	212	NO LIQUEF	0.83	0.242	0.139	NO LIQUEF		
12	313	228	0	228	0.8	255.0	11	212	NO LIQUEF	0.75	0.220	0.126	NO LIQUEF		
12	332	228	0	228	0.8	270.1	11	212	NO LIQUEF	0.75	0.220	0.126	NO LIQUEF		
15	332	285	0	285	0.8	255.4	11	212	NO LIQUEF	0.68	0.200	0.115	NO LIQUEF		
15	332	285	0	285	0.8	255.8	11	212	NO LIQUEF	0.68	0.200	0.115	NO LIQUEF		
18	332	342	0	342	0.7	244.4	11	212	NO LIQUEF	0.62	0.181	0.104	NO LIQUEF		
18	300	342	0	342	0.7	220.2	11	212	NO LIQUEF	0.62	0.181	0.104	NO LIQUEF		
21	300	399	10	389	0.7	213.3	11	212	NO LIQUEF	0.56	0.169	0.097	NO LIQUEF		
21	352	399	10	389	0.7	250.9	11	212	NO LIQUEF	0.56	0.169	0.097	NO LIQUEF		
24	352	456	40	416	0.7	246.8	11	212	NO LIQUEF	0.52	0.166	0.096	NO LIQUEF		
24	353	456	40	416	0.7	246.8	11	212	NO LIQUEF	0.52	0.166	0.096	NO LIQUEF		
27	353	513	70	443	0.7	243.0	11	212	NO LIQUEF	0.49	0.164	0.094	NO LIQUEF		
27	375	513	70	443	0.7	258.2	11	212	NO LIQUEF	0.49	0.164	0.094	NO LIQUEF		
30	375	570	100	470	0.7	254.4	11	212	NO LIQUEF	0.46	0.164	0.094	NO LIQUEF		

Tabella 15 – Verifica a liquefazione da prova Down-Hole SN1

DH-SN1														
ρ (t/m ³)	1.94													
v	0.30													
falda	30													
γ_n	19													
z	V_s	σ_v	u	σ'_v	c_v	V_{s1}	FC	V_{s1}^*	CRR,7.5		rd	CRS	CRS,M	FSL
m da p.c.	[m/s]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[m/s]	[%]	[m/s]	[-]		[-]	[-]	[-]	[-]
1	197	19	0	19										
2	200	38	0	38	1.3	254.8	11	212	NO LIQUEF		0.98	0.286	0.164	NO LIQUEF
3	189	57	0	57	1.2	217.5	11	212	NO LIQUEF		0.96	0.281	0.161	NO LIQUEF
4	200	76	0	76	1.1	214.0	11	212	NO LIQUEF		0.94	0.275	0.158	NO LIQUEF
5	200	95	0	95	1.0	203.1	11	212	0.391		0.92	0.269	0.155	NO LIQUEF
6	261	114	0	114	1.0	252.8	11	212	NO LIQUEF		0.90	0.262	0.151	NO LIQUEF
7	257	133	0	133	0.9	239.2	11	212	NO LIQUEF		0.87	0.256	0.147	NO LIQUEF
8	289	152	0	152	0.9	260.0	11	212	NO LIQUEF		0.85	0.249	0.143	NO LIQUEF
9	346	171	0	171	0.9	302.3	11	212	NO LIQUEF		0.83	0.242	0.139	NO LIQUEF
10	356	190	0	190	0.9	303.4	11	212	NO LIQUEF		0.80	0.234	0.135	NO LIQUEF
11	396	209	0	209	0.8	329.7	11	212	NO LIQUEF		0.78	0.227	0.131	NO LIQUEF
12	428	228	0	228	0.8	348.4	11	212	NO LIQUEF		0.75	0.220	0.126	NO LIQUEF
13	379	247	0	247	0.8	302.3	11	212	NO LIQUEF		0.73	0.213	0.122	NO LIQUEF
14	431	266	0	266	0.8	337.6	11	212	NO LIQUEF		0.71	0.206	0.118	NO LIQUEF
15	410	285	0	285	0.8	315.5	11	212	NO LIQUEF		0.68	0.200	0.115	NO LIQUEF
16	471	304	0	304	0.8	356.8	11	212	NO LIQUEF		0.66	0.193	0.111	NO LIQUEF
17	489	323	0	323	0.7	364.9	11	212	NO LIQUEF		0.64	0.187	0.107	NO LIQUEF
18	452	342	0	342	0.7	332.2	11	212	NO LIQUEF		0.62	0.181	0.104	NO LIQUEF
19	452	361	0	361	0.7	327.9	11	212	NO LIQUEF		0.60	0.175	0.101	NO LIQUEF
20	426	380	0	380	0.7	305.5	11	212	NO LIQUEF		0.58	0.170	0.098	NO LIQUEF
21	519	399	0	399	0.7	367.0	11	212	NO LIQUEF		0.56	0.165	0.095	NO LIQUEF
22	530	418	0	418	0.7	370.3	11	212	NO LIQUEF		0.55	0.160	0.092	NO LIQUEF
23	528	437	0	437	0.7	365.4	11	212	NO LIQUEF		0.53	0.156	0.089	NO LIQUEF
24	516	456	0	456	0.7	352.9	11	212	NO LIQUEF		0.52	0.152	0.087	NO LIQUEF
25	548	475	0	475	0.7	371.4	11	212	NO LIQUEF		0.51	0.148	0.085	NO LIQUEF
26	539	494	0	494	0.7	361.7	11	212	NO LIQUEF		0.50	0.145	0.083	NO LIQUEF
27	566	513	0	513	0.7	376.4	11	212	NO LIQUEF		0.49	0.142	0.082	NO LIQUEF
28	554	532	0	532	0.7	364.9	11	212	NO LIQUEF		0.48	0.139	0.080	NO LIQUEF
29	589	551	0	551	0.7	384.4	11	212	NO LIQUEF		0.47	0.137	0.079	NO LIQUEF
30	639	570	0	570	0.6	413.6	11	212	NO LIQUEF		0.46	0.135	0.078	NO LIQUEF

Tabella 16 – Verifica a liquefazione da prova Down-Hole SN2

DH-SN2												a=						
ρ (t/m^3)	1.94											b=	0.022					
v	0.30											M=		6.04	ag/g=		0.45	
falda	20											MSF=		1.74				
γ_n	19																	
z	Vs	σ_v	u	σ'_v	cv	Vs1	FC	Vs1*	CRR,7.5	rd	CRS	CRS,M	FSL					
m da p.c.	[m/s]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[m/s]	[%]	[m/s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]					
1	143	19	0	19														
2	161	38	0	38	1.3	205.3	11	212	0.494	0.98	0.286	0.164	NO LIQUEF					
3	224	57	0	57	1.2	257.5	11	212	NO LIQUEF	0.96	0.281	0.161	NO LIQUEF					
4	271	76	0	76	1.1	290.4	11	212	NO LIQUEF	0.94	0.275	0.158	NO LIQUEF					
5	299	95	0	95	1.0	302.7	11	212	NO LIQUEF	0.92	0.269	0.155	NO LIQUEF					
6	302	114	0	114	1.0	292.7	11	212	NO LIQUEF	0.90	0.262	0.151	NO LIQUEF					
7	324	133	0	133	0.9	302.0	11	212	NO LIQUEF	0.87	0.256	0.147	NO LIQUEF					
8	356	152	0	152	0.9	320.8	11	212	NO LIQUEF	0.85	0.249	0.143	NO LIQUEF					
9	357	171	0	171	0.9	311.8	11	212	NO LIQUEF	0.83	0.242	0.139	NO LIQUEF					
10	355	190	0	190	0.9	302.2	11	212	NO LIQUEF	0.80	0.234	0.135	NO LIQUEF					
11	385	209	0	209	0.8	320.3	11	212	NO LIQUEF	0.78	0.227	0.131	NO LIQUEF					
12	420	228	0	228	0.8	341.9	11	212	NO LIQUEF	0.75	0.220	0.126	NO LIQUEF					
13	406	247	0	247	0.8	323.7	11	212	NO LIQUEF	0.73	0.213	0.122	NO LIQUEF					
14	408	266	0	266	0.8	319.2	11	212	NO LIQUEF	0.71	0.206	0.118	NO LIQUEF					
15	436	285	0	285	0.8	335.3	11	212	NO LIQUEF	0.68	0.200	0.115	NO LIQUEF					
16	410	304	0	304	0.8	310.6	11	212	NO LIQUEF	0.66	0.193	0.111	NO LIQUEF					
17	438	323	0	323	0.7	326.8	11	212	NO LIQUEF	0.64	0.187	0.107	NO LIQUEF					
18	412	342	0	342	0.7	302.8	11	212	NO LIQUEF	0.62	0.181	0.104	NO LIQUEF					
19	430	361	0	361	0.7	312.0	11	212	NO LIQUEF	0.60	0.175	0.101	NO LIQUEF					
20	375	380	0	380	0.7	268.3	11	212	NO LIQUEF	0.58	0.170	0.098	NO LIQUEF					
21	355	399	10	389	0.7	252.7	92	171.5	NO LIQUEF	0.56	0.169	0.097	NO LIQUEF					
22	405	418	20	398	0.7	287.1	92	171.5	NO LIQUEF	0.55	0.168	0.097	NO LIQUEF					
23	414	437	30	407	0.7	291.4	92	171.5	NO LIQUEF	0.53	0.167	0.096	NO LIQUEF					
24	415	456	40	416	0.7	290.5	92	171.5	NO LIQUEF	0.52	0.166	0.096	NO LIQUEF					
25	473	475	50	425	0.7	329.5	92	171.5	NO LIQUEF	0.51	0.166	0.095	NO LIQUEF					
26	583	494	60	434	0.7	404.2	92	171.5	NO LIQUEF	0.50	0.165	0.095	NO LIQUEF					
27	537	513	70	443	0.7	370.4	92	171.5	NO LIQUEF	0.49	0.164	0.094	NO LIQUEF					
28	568	532	80	452	0.7	389.7	92	171.5	NO LIQUEF	0.48	0.164	0.094	NO LIQUEF					
29	603	551	90	461	0.7	411.3	92	171.5	NO LIQUEF	0.47	0.164	0.094	NO LIQUEF					
30	621	570	100	470	0.7	421.9	92	171.5	NO LIQUEF	0.46	0.164	0.094	NO LIQUEF					

Dall'insieme di tutte le verifiche eseguite a liquefazione (sia da prove SPT, che da sismiche DH), si può escludere il rischio di potenziale liquefazione dei terreni.

7 PALI DI FONDAZIONE

7.1 Metodologie di calcolo capacità portante pali ai carichi assiali

Nel presente paragrafo si riportano le metodologie di calcolo della capacità portante per i pali trivellati di grande diametro previsti in progetto.

7.1.1 Analisi agli stati limite

Le verifiche di capacità portante dei pali vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente (DM 17/01/2018. "Norme tecniche per le costruzioni"). La verifica della capacità portante dei pali è soddisfatta se:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

essendo

$$R_{cd} = R_k / \gamma_R$$

dove:

F_{cd} = carico assiale di compressione di progetto;

R_{cd} = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali;

R_k = valore caratteristico della capacità portante limite del palo.

In particolare le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte con riferimento all'Approccio 2: A1 + M1 + R3, tenendo conto dei coefficienti parziali di riferimento normativo.

La resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ è calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ i coefficienti parziali γ_R riportati in tabella seguente, relativi alla condizione di pali trivellati. Il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ a compressione è ottenuto applicando i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 (vedasi tabella seguente) alle resistenze di calcolo R_{cal} ; tali fattori sono funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative.

Per ogni opera verrà assunto un coefficiente (ξ) in funzione delle verticali di indagine eseguite.

In condizioni sismiche le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vanno condotte con riferimento all'Approccio 2 (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella successiva tabella e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni tutti pari all'unità.

Tabella 17 Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tabella 18 Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

7.1.2 Metodologia di calcolo capacità portante ai carichi verticali

La portata di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) "Qd" può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{ll} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'p$$

dove:

Q_{ll} = portata laterale limite,

Q_{bl} = portata di base limite,

$W'p$ = peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato),

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale ($=\xi_3 \cdot \gamma_s$).

F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b$).

Determinazione della resistenza di progetto a trazione

La portata a trazione di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) "Qd" può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{LL} / F_{SL} + W'p$$

dove:

Q_{ll} = portata laterale limite (da determinarsi in conformità a quanto già descritto nel precedente paragrafo),

$W'p$ = peso efficace del palo (alleggerito se sotto falda),

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale ($=\gamma_{st} \cdot \xi_3$).

Portata laterale

La portata laterale limite viene valutata con la seguente relazione:

$$Q_{ll} = \pi \cdot D \cdot \sum_i (\tau_i \cdot h_i)$$

dove:

D = diametro palo,

τ_i = tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo,

h_i = altezza dello strato i-esimo.

Depositi incoerenti

Per i depositi incoerenti, la tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo ad esempio a Burland [1973], Reese & O'Neill [1988], Chen & Kulhawy [1994], O'Neill & Hassan [1994], può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma'_v \leq \tau_{l,max}$$

dove:

σ'_v = tensione verticale efficace litostatica,

$\tau_{l,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 150 kPa per terreni incoerenti).

β = coefficiente empirico $\beta = k \cdot \tan(\varphi)$, valutato considerando:

k = coefficiente di pressione laterale = 0.7 a compressione e 0.5 a trazione;

φ = angolo di resistenza al taglio.

Portata di base

Per la valutazione della portata di base limite sono state utilizzate le seguenti relazioni:

$$Q_{bl} = A_p \cdot q_{bl}$$

dove:

A_p = area della base del palo,

q_{bl} = portata limite specifica di base.

Depositi incoerenti

La valutazione della resistenza alla punta viene eseguita con la correlazione di Berezantzev (1965) indicata nelle Raccomandazioni AGI:

$$q_{bl} = Nq^* \cdot \sigma'_v \leq q_{ub,max}$$

In particolare per il caso in esame si è assunto:

- nelle sabbie limose un angolo di resistenza al taglio di 35°: $Nq^* = 15$.

La portata ultima alla base viene comunque limitata superiormente in funzione della tipologia di terreno, utilizzando la correlazione di Gwizdala [1984], Reese & O'Neill [1988] e Matsui [1993]:

$$\left(q_{ub}\right)_{D=0,1}^s = \left(N_{SPT}\right)_m \cdot \alpha_N \leq q_{ub,max} \quad \text{kPa}$$

essendo:

α_N = coefficiente empirico riportato nella seguente tabella;

$q_{ub,max}$ = pressione ultima di base massima consigliabile, vedasi seguente tabella;

$(N_{SPT})_m$ = valore di N_{SPT} medio su un tratto pari a 1.5·D al di sopra e al di sotto della base del palo.

Per i terreni in esame si è assunto un valore massimo $q_{ub,max} = 4300$ kPa.

Tabella 19 - Valori di α_N e di q_{ubmax} secondo Gwizdala [1984]

	α_N (-)	q_{ubmax} (kPa)
GHIAIE	150	7500
SABBIE	120	5800
SABBIE LIMOSE	85	4300

7.1.3 Valutazione capacità portante pali cavalcavia CV01 e CV02

La capacità portante per le fondazioni dell'opera è stata valutata per pali di diametro $D=1000$ mm considerando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) di normativa e quindi con i seguenti coefficienti parziali sulle resistenze di base e laterale:

- N. 1 verticale di indagine, da cui $\xi_3 = 1.70$,
- FSL = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s = 1.96$);
- FSL_t = fattore di sicurezza per la portata laterale a trazione ($=\xi_3 \cdot \gamma_{st} = 2.13$).
- FSB = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b = 2.3$).

Inoltre si è considerato:

- testa palo a 1 m da p.c.;

Nella seguente tabella si riportano la stratigrafia ed i parametri geotecnici principali per il calcolo della capacità portante dei pali per le opere in esame.

Tabella 20 – Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo

Unità geotecnica	Profondità [m]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	Nq [-]	qb [kPa]
S	da 0.0 a 30.0	19.0	35	15	$Nq \cdot \sigma'_v < 4300$

Nella seguente tabella si sintetizzano i valori della portata di progetto (Qd) per palo $D=1000$ mm. I tabulati di calcolo completi sono in Appendice A.

Tabella 21 – Capacità portante palo D=1000 mm - A1+M1+R3 (compressione)

svincolo A18

Capacità portante palo D=1000mm A1+M1+R3

STAMPA capacità portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	224.	0.	224.	97.
.50	16.	277.	3.	290.	126.
1.00	36.	330.	6.	360.	156.
1.50	59.	383.	10.	433.	187.
2.00	86.	436.	13.	509.	221.
2.50	116.	489.	16.	589.	256.
3.00	150.	542.	19.	673.	293.
3.50	187.	595.	22.	760.	332.
4.00	228.	648.	25.	850.	373.
4.50	272.	701.	29.	944.	415.
5.00	320.	754.	32.	1042.	459.
5.50	371.	807.	35.	1143.	505.
6.00	425.	860.	38.	1247.	553.
6.50	483.	913.	41.	1355.	602.
7.00	544.	966.	45.	1466.	653.
7.50	609.	1019.	48.	1581.	706.
8.00	678.	1072.	51.	1699.	761.
8.50	749.	1125.	54.	1820.	817.
9.00	825.	1178.	57.	1945.	876.
9.50	903.	1231.	60.	2074.	936.
10.00	985.	1284.	64.	2206.	998.
10.50	1071.	1337.	67.	2341.	1061.
11.00	1160.	1390.	70.	2480.	1126.
11.50	1253.	1443.	73.	2623.	1194.
12.00	1349.	1496.	76.	2769.	1262.
12.50	1448.	1549.	80.	2918.	1333.
13.00	1551.	1602.	83.	3071.	1405.
13.50	1658.	1655.	86.	3227.	1480.
14.00	1768.	1708.	89.	3387.	1556.
14.50	1881.	1761.	92.	3550.	1633.
15.00	1998.	1814.	95.	3717.	1713.
15.50	2118.	1867.	99.	3887.	1794.
16.00	2242.	1920.	102.	4061.	1877.
16.50	2369.	1973.	105.	4238.	1962.
17.00	2500.	2026.	108.	4418.	2048.
17.50	2634.	2079.	111.	4602.	2137.
18.00	2772.	2132.	115.	4790.	2227.
18.50	2913.	2185.	118.	4980.	2319.
19.00	3057.	2238.	121.	5175.	2412.
19.50	3205.	2291.	124.	5373.	2508.
20.00	3357.	2344.	127.	5574.	2605.
20.50	3512.	2397.	130.	5779.	2704.
21.00	3670.	2450.	134.	5987.	2804.
21.50	3832.	2503.	137.	6199.	2907.
22.00	3997.	2556.	140.	6414.	3011.
22.50	4166.	2609.	143.	6633.	3117.
23.00	4338.	2662.	146.	6855.	3225.
23.50	4514.	2716.	150.	7080.	3334.
24.00	4693.	2769.	153.	7309.	3446.
24.50	4876.	2822.	156.	7542.	3559.
25.00	5062.	2875.	159.	7778.	3674.
25.50	5252.	2928.	162.	8017.	3790.
26.00	5445.	2981.	165.	8260.	3908.
26.50	5641.	3034.	169.	8506.	4029.
27.00	5841.	3087.	172.	8756.	4151.
27.50	6045.	3140.	175.	9010.	4274.
28.00	6252.	3193.	178.	9266.	4400.
28.50	6462.	3246.	181.	9526.	4527.
29.00	6676.	3299.	184.	9790.	4656.
29.50	6893.	3352.	188.	10057.	4787.
30.00	7114.	3377.	191.	10300.	4907.
30.50	7338.	3377.	194.	10521.	5018.
31.00	7566.	3377.	197.	10746.	5131.
31.50	7797.	3377.	200.	10974.	5246.
32.00	8032.	3377.	204.	11205.	5363.
32.50	8267.	3377.	207.	11438.	5480.
33.00	8503.	3377.	210.	11670.	5597.
33.50	8738.	3377.	213.	11903.	5714.
34.00	8974.	3377.	216.	12135.	5831.

L_p = Lunghezza utile del palo
 Q_{l1} = Portata laterale limite
 Q_{b1} = Portata di base limite
 W_p = Peso efficace del palo
 Q_u = Portata totale limite
 Q_d = Portata di progetto = $Q_{l1}/FS,1 + Q_{b1}/FS,b - W_p$

Tabella 22 – Capacità portante palo D=1000 mm - A1+M1+R3 (trazione)

svincolo A18

Capacità portante palo D=1000mm A1+M1+R3 traz

STAMPA capacità portante e relativi contributi

Lp m	Q _{l1} kN	Q _{b1} kN	W _p kN	Q _u kN	Q _d kN
.00	0.	0.	0.	0.	0.
.50	12.	0.	-6.	18.	11.
1.00	26.	0.	-12.	38.	24.
1.50	42.	0.	-18.	60.	38.
2.00	62.	0.	-24.	85.	52.
2.50	83.	0.	-29.	113.	69.
3.00	107.	0.	-35.	143.	86.
3.50	134.	0.	-41.	175.	104.
4.00	163.	0.	-47.	210.	124.
4.50	194.	0.	-53.	247.	144.
5.00	228.	0.	-59.	287.	166.
5.50	265.	0.	-65.	329.	189.
6.00	304.	0.	-71.	374.	213.
6.50	345.	0.	-77.	422.	239.
7.00	389.	0.	-82.	471.	265.
7.50	435.	0.	-88.	523.	293.
8.00	484.	0.	-94.	578.	321.
8.50	535.	0.	-100.	635.	351.
9.00	589.	0.	-106.	695.	383.
9.50	645.	0.	-112.	757.	415.
10.00	704.	0.	-118.	822.	448.
10.50	765.	0.	-124.	889.	483.
11.00	829.	0.	-130.	958.	519.
11.50	895.	0.	-135.	1030.	556.
12.00	963.	0.	-141.	1105.	594.
12.50	1035.	0.	-147.	1182.	633.
13.00	1108.	0.	-153.	1261.	673.
13.50	1184.	0.	-159.	1343.	715.
14.00	1263.	0.	-165.	1428.	758.
14.50	1344.	0.	-171.	1514.	802.
15.00	1427.	0.	-177.	1604.	847.
15.50	1513.	0.	-183.	1696.	893.
16.00	1601.	0.	-188.	1790.	940.
16.50	1692.	0.	-194.	1887.	989.
17.00	1786.	0.	-200.	1986.	1039.
17.50	1881.	0.	-206.	2088.	1089.
18.00	1980.	0.	-212.	2192.	1142.
18.50	2081.	0.	-218.	2299.	1195.
19.00	2184.	0.	-224.	2408.	1249.
19.50	2290.	0.	-230.	2519.	1305.
20.00	2398.	0.	-236.	2633.	1361.
20.50	2508.	0.	-242.	2750.	1419.
21.00	2622.	0.	-247.	2869.	1478.
21.50	2737.	0.	-253.	2990.	1538.
22.00	2855.	0.	-259.	3114.	1600.
22.50	2976.	0.	-265.	3241.	1662.
23.00	3099.	0.	-271.	3370.	1726.
23.50	3224.	0.	-277.	3501.	1791.
24.00	3352.	0.	-283.	3635.	1857.
24.50	3483.	0.	-289.	3772.	1924.
25.00	3616.	0.	-295.	3910.	1992.
25.50	3751.	0.	-300.	4052.	2062.
26.00	3889.	0.	-306.	4195.	2132.
26.50	4030.	0.	-312.	4342.	2204.
27.00	4172.	0.	-318.	4490.	2277.
27.50	4318.	0.	-324.	4642.	2351.
28.00	4466.	0.	-330.	4795.	2426.
28.50	4616.	0.	-336.	4952.	2503.
29.00	4769.	0.	-342.	5110.	2580.
29.50	4924.	0.	-348.	5271.	2659.
30.00	5081.	0.	-353.	5435.	2739.
30.50	5242.	0.	-359.	5601.	2820.

31.00	5404.	0.	-365.	5769.	2902.
31.50	5569.	0.	-371.	5940.	2986.
32.00	5737.	0.	-377.	6114.	3070.
32.50	5907.	0.	-383.	6290.	3156.
33.00	6080.	0.	-389.	6468.	3243.
33.50	6255.	0.	-395.	6649.	3331.
34.00	6432.	0.	-401.	6833.	3420.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Q1l = Portata laterale limite
 Qbl = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Q1l/FS,1 + Qbl/FS,b - Wp$

7.2 Comportamento del palo soggetto ai carichi orizzontali - Modulo di reazione orizzontale del terreno

Lo studio dell'interazione tra palo soggetto ai carichi orizzontali ed il terreno viene effettuato ricorrendo alla teoria di Matlock e Reese che si basa sul noto modello di suolo alla Winkler (elastico-lineari), caratterizzato da un modulo di reazione orizzontale del terreno (E_{MR}) definito come il rapporto fra la reazione del terreno per unità di lunghezza del palo (p) ed il corrispondente spostamento orizzontale (y):

$$E_{MR} = p / y \quad [FL^{-2}]$$

Si osservi che, definito K_w [FL^{-3}] il coefficiente di sottofondo di Winkler, per un palo di diametro D si ha:

$$E_{MR} = K_w \cdot D$$

L'andamento del modulo di reazione orizzontale con la profondità è funzione principalmente del tipo di terreno.

Per i terreni incoerenti si assume in genere una legge di variazione lineare caratterizzata dai seguenti parametri:

$$E_{MR} = E_{MR,0} + kh \cdot z \quad [FL^{-2}]$$

dove:

$E_{MR,0}$ = valore del modulo di reazione a testa palo;

kh = gradiente del modulo di reazione del terreno funzione principalmente della Dr ;

z = profondità a partire dalla sommità del palo.

Nella seguente figura si riportano i valori di riferimento del gradiente kh corrispondente a valori secanti del modulo E_{MR} per pali isolati con basse deformazioni ($y \leq 0.005 \cdot D$). Per terreni incoerenti in esame si assume cautelativamente:

- $kh = 6000 \text{ kN/m}^3$

con limitatore superiore a $Emr \leq 100000 \text{ kN/m}^2$ in relazione al diametro del palo ($D=1000\text{mm}$).

Da cui il seguente andamento del modulo di reazione orizzontale con la profondità (da testa palo).

Prof. m	E kN/m ²
.000	6000.00
15.500	100000.00
40.000	100000.00

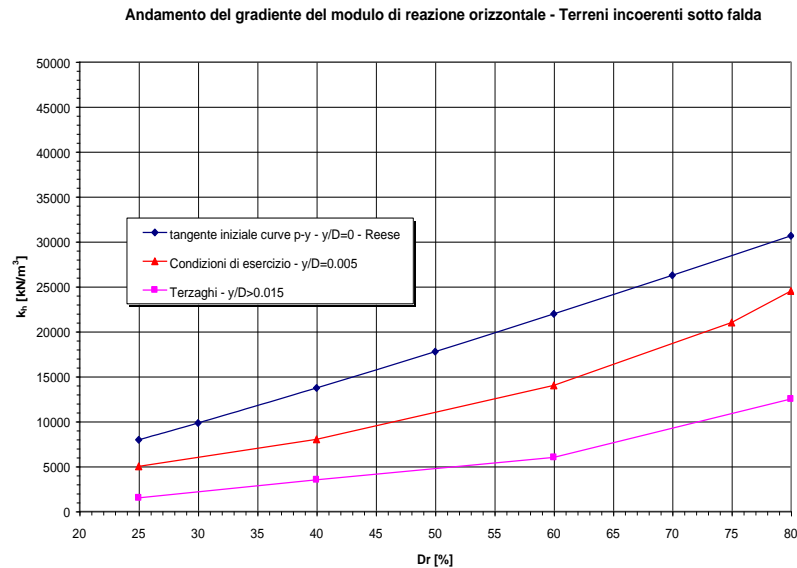


Figura 36. Andamento del gradiente del modulo di reazione orizzontale – Terreni sotto falda

7.3 Valutazione del momento adimensionale lungo il palo

Per ricavare il momento adimensionalizzato lungo il fusto del palo si ricorre al metodo di Matlock e Reese (1956), che utilizzando il metodo delle differenze finite, hanno risolto il problema del palo soggetto ad un carico orizzontale, mediante l'impiego di parametri adimensionali, ottenuti esprimendo l'equazione della linea elastica attraverso equazioni differenziali funzione del tipo di sollecitazione agente.

Nel caso in esame, considerando l'andamento del modulo di reazione orizzontale palo-terreno (EMR, che verrà definito nel seguente paragrafo), si ricorre al metodo degli elementi finiti, adimensionalizzando la soluzione come segue:

$$M_0 = \alpha_m \cdot H_0$$

$$M(z) = M_0 \cdot M_{ad}(z)$$

essendo:

H_0 = azione tagliante in testa palo [F];

M_0 = azione flettente, conseguente ad H_0 , in testa al palo;

α_m = rapporto momento taglio in testa palo nell'ipotesi di rotazione impedita [L];

M_{ad} = momento flettente adimensionale lungo il fusto del palo.

Nella seguente tabella si riporta il parametro α_m ; il momento adimensionale lungo il palo è riportato in Appendice B.

Tabella 23: Valori di α_m

Lpalo [m]	D [mm]	α_m
20	1000	2.4



8 APPENDICE A: VALUTAZIONE CAPACITA' PORTANTE PALI. TABULATI DI CALCOLO PAL

8.1 Capacità portante palo D=1000 mm - A1+M1+R3 (compressione)

*** P A L ***

Programma per l'analisi della capacità portante
assiale di un palo di fondazione

(C) G.Guiducci - Studio SINTESI (RN - Italy)
ottobre 2006

pag. / 2

svincolo A18

Capacità portante palo D=1000mm A1+M1+R3

Quota testa palo da p.c.	=	1.00 m
Peso di volume del palo	=	8.10 kN/m ³
Fattore di sicurezza portata laterale	=	1.96 (FS,l)
Fattore di sicurezza portata di base	=	2.30 (FS,b)

Elemento cilindrico, Diametro fusto = 1000. mm

Criterio per la determinazione della portata di base in uno strato "i"
quando la $Q_{b,i}$ ad esso attribuibile è superiore a quella degli
strati adiacenti:

La base del palo deve essere situata almeno: $3.0 * 1.000 = 3.00$ m
entro lo strato se quello sovrastante è più debole

La base del palo deve essere situata almeno: $3.0 * 1.000 = 3.00$ m
sopra lo strato sottostante se esso è più debole

La variazione di Q_b viene assunta lineare dal passaggio di strato

pag. / 3

svincolo A18

Capacità portante palo D=1000mm A1+M1+R3

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO



Strato 1 "S" (Incoerente) da 1.00 a 35.00 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = K * \tan(\delta) * S'v < 150.0 \text{ kPa}$$

$$K = 0.70 \quad \delta = 35.0 \text{ deg}$$

$$Q_b = 15.0 * S'v < 4300. \text{ kPa}$$

pag. / 4

svincolo A18
Capacita' portante palo D=1000mm A1+M1+R3

MOLTIPLICATORI per i parametri di calcolo

strato	Molt. Tau	Molt. Qb	Molt. Cu
1 "S"	1.00	1.00	-

NOTA: i moltiplicatori non influenzano le limitazioni superiori o inferiori dei parametri

pag. / 5

svincolo A18
Capacita' portante palo D=1000mm A1+M1+R3

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
1.00	19.0	19.0	--	.49	9.3	285.
1.50	23.5	28.5	--	.49	11.5	353.
2.00	28.0	38.0	--	.49	13.7	420.
2.50	32.5	47.5	--	.49	15.9	488.
3.00	37.0	57.0	--	.49	18.1	555.
3.50	41.5	66.5	--	.49	20.3	623.
4.00	46.0	76.0	--	.49	22.5	690.
4.50	50.5	85.5	--	.49	24.8	758.
5.00	55.0	95.0	--	.49	27.0	825.
5.50	59.5	104.5	--	.49	29.2	893.
6.00	64.0	114.0	--	.49	31.4	960.
6.50	68.5	123.5	--	.49	33.6	1028.
7.00	73.0	133.0	--	.49	35.8	1095.
7.50	77.5	142.5	--	.49	38.0	1163.
8.00	82.0	152.0	--	.49	40.2	1230.
8.50	86.5	161.5	--	.49	42.4	1298.
9.00	91.0	171.0	--	.49	44.6	1365.
9.50	95.5	180.5	--	.49	46.8	1433.
10.00	100.0	190.0	--	.49	49.0	1500.
10.50	104.5	199.5	--	.49	51.2	1568.
11.00	109.0	209.0	--	.49	53.4	1635.
11.50	113.5	218.5	--	.49	55.6	1703.
12.00	118.0	228.0	--	.49	57.8	1770.



12.50	122.5	237.5	--	.49	60.0	1838.
13.00	127.0	247.0	--	.49	62.2	1905.
13.50	131.5	256.5	--	.49	64.5	1973.
14.00	136.0	266.0	--	.49	66.7	2040.
14.50	140.5	275.5	--	.49	68.9	2108.
15.00	145.0	285.0	--	.49	71.1	2175.
15.50	149.5	294.5	--	.49	73.3	2243.

pag. / 6

svincolo A18

Capacita' portante palo D=1000mm A1+M1+R3

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
16.00	154.0	304.0	--	.49	75.5	2310.
16.50	158.5	313.5	--	.49	77.7	2378.
17.00	163.0	323.0	--	.49	79.9	2445.
17.50	167.5	332.5	--	.49	82.1	2513.
18.00	172.0	342.0	--	.49	84.3	2580.
18.50	176.5	351.5	--	.49	86.5	2648.
19.00	181.0	361.0	--	.49	88.7	2715.
19.50	185.5	370.5	--	.49	90.9	2783.
20.00	190.0	380.0	--	.49	93.1	2850.
20.50	194.5	389.5	--	.49	95.3	2918.
21.00	199.0	399.0	--	.49	97.5	2985.
21.50	203.5	408.5	--	.49	99.7	3053.
22.00	208.0	418.0	--	.49	102.0	3120.
22.50	212.5	427.5	--	.49	104.2	3188.
23.00	217.0	437.0	--	.49	106.4	3255.
23.50	221.5	446.5	--	.49	108.6	3323.
24.00	226.0	456.0	--	.49	110.8	3390.
24.50	230.5	465.5	--	.49	113.0	3458.
25.00	235.0	475.0	--	.49	115.2	3525.
25.50	239.5	484.5	--	.49	117.4	3593.
26.00	244.0	494.0	--	.49	119.6	3660.
26.50	248.5	503.5	--	.49	121.8	3728.
27.00	253.0	513.0	--	.49	124.0	3795.
27.50	257.5	522.5	--	.49	126.2	3863.
28.00	262.0	532.0	--	.49	128.4	3930.
28.50	266.5	541.5	--	.49	130.6	3998.
29.00	271.0	551.0	--	.49	132.8	4065.
29.50	275.5	560.5	--	.49	135.0	4133.
30.00	280.0	570.0	--	.49	137.2	4200.
30.50	284.5	579.5	--	.49	139.4	4268.
31.00	289.0	589.0	--	.49	141.7	4300.
31.50	293.5	598.5	--	.49	143.9	4300.
32.00	298.0	608.0	--	.49	146.1	4300.
32.50	302.5	617.5	--	.49	148.3	4300.
33.00	307.0	627.0	--	.49	150.0	4300.
33.50	311.5	636.5	--	.48	150.0	4300.
34.00	316.0	646.0	--	.47	150.0	4300.
34.50	320.5	655.5	--	.47	150.0	4300.
35.00	325.0	665.0	--	.46	150.0	4300.

zz = Profondita' da piano campagna
 S'v = Tensione verticale efficace
 Sv = Tensione verticale totale
 Cu = Coesione non drenata
 Tau = Tensione di adesione laterale limite
 qb = Portata di base limite unitaria



svincolo A18
Capacita' portante palo D=1000mm A1+M1+R3

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	224.	0.	224.	97.
.50	16.	277.	3.	290.	126.
1.00	36.	330.	6.	360.	156.
1.50	59.	383.	10.	433.	187.
2.00	86.	436.	13.	509.	221.
2.50	116.	489.	16.	589.	256.
3.00	150.	542.	19.	673.	293.
3.50	187.	595.	22.	760.	332.
4.00	228.	648.	25.	850.	373.
4.50	272.	701.	29.	944.	415.
5.00	320.	754.	32.	1042.	459.
5.50	371.	807.	35.	1143.	505.
6.00	425.	860.	38.	1247.	553.
6.50	483.	913.	41.	1355.	602.
7.00	544.	966.	45.	1466.	653.
7.50	609.	1019.	48.	1581.	706.
8.00	678.	1072.	51.	1699.	761.
8.50	749.	1125.	54.	1820.	817.
9.00	825.	1178.	57.	1945.	876.
9.50	903.	1231.	60.	2074.	936.
10.00	985.	1284.	64.	2206.	998.
10.50	1071.	1337.	67.	2341.	1061.
11.00	1160.	1390.	70.	2480.	1126.
11.50	1253.	1443.	73.	2623.	1194.
12.00	1349.	1496.	76.	2769.	1262.
12.50	1448.	1549.	80.	2918.	1333.
13.00	1551.	1602.	83.	3071.	1405.
13.50	1658.	1655.	86.	3227.	1480.
14.00	1768.	1708.	89.	3387.	1556.
14.50	1881.	1761.	92.	3550.	1633.
15.00	1998.	1814.	95.	3717.	1713.
15.50	2118.	1867.	99.	3887.	1794.
16.00	2242.	1920.	102.	4061.	1877.
16.50	2369.	1973.	105.	4238.	1962.
17.00	2500.	2026.	108.	4418.	2048.
17.50	2634.	2079.	111.	4602.	2137.
18.00	2772.	2132.	115.	4790.	2227.
18.50	2913.	2185.	118.	4980.	2319.
19.00	3057.	2238.	121.	5175.	2412.
19.50	3205.	2291.	124.	5373.	2508.
20.00	3357.	2344.	127.	5574.	2605.
20.50	3512.	2397.	130.	5779.	2704.
21.00	3670.	2450.	134.	5987.	2804.
21.50	3832.	2503.	137.	6199.	2907.
22.00	3997.	2556.	140.	6414.	3011.
22.50	4166.	2609.	143.	6633.	3117.
23.00	4338.	2662.	146.	6855.	3225.
23.50	4514.	2716.	150.	7080.	3334.
24.00	4693.	2769.	153.	7309.	3446.
24.50	4876.	2822.	156.	7542.	3559.
25.00	5062.	2875.	159.	7778.	3674.
25.50	5252.	2928.	162.	8017.	3790.
26.00	5445.	2981.	165.	8260.	3908.
26.50	5641.	3034.	169.	8506.	4029.



27.00	5841.	3087.	172.	8756.	4151.
27.50	6045.	3140.	175.	9010.	4274.
28.00	6252.	3193.	178.	9266.	4400.
28.50	6462.	3246.	181.	9526.	4527.
29.00	6676.	3299.	184.	9790.	4656.
29.50	6893.	3352.	188.	10057.	4787.
30.00	7114.	3377.	191.	10300.	4907.
30.50	7338.	3377.	194.	10521.	5018.
31.00	7566.	3377.	197.	10746.	5131.
31.50	7797.	3377.	200.	10974.	5246.
32.00	8032.	3377.	204.	11205.	5363.
32.50	8267.	3377.	207.	11438.	5480.
33.00	8503.	3377.	210.	11670.	5597.
33.50	8738.	3377.	213.	11903.	5714.
34.00	8974.	3377.	216.	12135.	5831.

L_p = Lunghezza utile del palo
 Q_{l1} = Portata laterale limite
 Q_{b1} = Portata di base limite
 W_p = Peso efficace del palo
 Q_u = Portata totale limite
 Q_d = Portata di progetto = $Q_{l1}/FS,l + Q_{b1}/FS,b - W_p$

8.2 Capacità portante palo D=1000 mm - A1+M1+R3 (trazione)

*** P A L ***
 Programma per l'analisi della capacità portante
 assiale di un palo di fondazione

(C) G.Guiducci - Studio SINTESI (RN - Italy)
 ottobre 2006

pag. / 2

svincolo A18
 Capacità portante palo D=1000mm A1+M1+R3 traz

Quota testa palo da p.c. = 1.00 m
 Peso di volume del palo = -15.00 kN/m³
 Fattore di sicurezza portata laterale = 2.13 (FS,l)
 Fattore di sicurezza portata di base = 1.00 (FS,b)

Elemento cilindrico, Diametro fusto = 1000. mm

Criterio per la determinazione della portata di base in uno strato "i"
 quando la $Q_{b,i}$ ad esso attribuibile è superiore a quella degli
 strati adiacenti:

La base del palo deve essere situata almeno: $3.0 * 1.000 = 3.00$ m
 entro lo strato se quello sovrastante è più debole



La base del palo deve essere situata almeno: $3.0 * 1.000 = 3.00$ m
sopra lo strato sottostante se esso e' piu' debole

La variazione di Q_b viene assunta lineare dal passaggio di strato

pag./ 3

svincolo A18
Capacita' portante palo D=1000mm A1+M1+R3 traz

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 1 "S " (Incoerente) da .00 a 35.00 m

$G_n = 19.0$ kN/m³ $G_e = 9.0$ kN/m³

$\tau = K * \tan(\delta) * S'v < 150.0$ kPa
 $K = .50$ $\delta = 35.0$ deg

Q_b variabile lin. da 0. a 0. kPa

pag./ 4

svincolo A18
Capacita' portante palo D=1000mm A1+M1+R3 traz

MOLTIPLICATORI per i parametri di calcolo

strato	Molt. Tau	Molt. Q_b	Molt. Cu
1 "S "	1.00	1.00	-

NOTA: i moltiplicatori non influenzano le limitazioni
superiori o inferiori dei parametri

pag./ 5

svincolo A18
Capacita' portante palo D=1000mm A1+M1+R3 traz

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
1.00	19.0	19.0	--	.35	6.7	0.
1.50	23.5	28.5	--	.35	8.2	0.
2.00	28.0	38.0	--	.35	9.8	0.
2.50	32.5	47.5	--	.35	11.4	0.



3.00	37.0	57.0	--	.35	13.0	0.
3.50	41.5	66.5	--	.35	14.5	0.
4.00	46.0	76.0	--	.35	16.1	0.
4.50	50.5	85.5	--	.35	17.7	0.
5.00	55.0	95.0	--	.35	19.3	0.
5.50	59.5	104.5	--	.35	20.8	0.
6.00	64.0	114.0	--	.35	22.4	0.
6.50	68.5	123.5	--	.35	24.0	0.
7.00	73.0	133.0	--	.35	25.6	0.
7.50	77.5	142.5	--	.35	27.1	0.
8.00	82.0	152.0	--	.35	28.7	0.
8.50	86.5	161.5	--	.35	30.3	0.
9.00	91.0	171.0	--	.35	31.9	0.
9.50	95.5	180.5	--	.35	33.4	0.
10.00	100.0	190.0	--	.35	35.0	0.
10.50	104.5	199.5	--	.35	36.6	0.
11.00	109.0	209.0	--	.35	38.2	0.
11.50	113.5	218.5	--	.35	39.7	0.
12.00	118.0	228.0	--	.35	41.3	0.
12.50	122.5	237.5	--	.35	42.9	0.
13.00	127.0	247.0	--	.35	44.5	0.
13.50	131.5	256.5	--	.35	46.0	0.
14.00	136.0	266.0	--	.35	47.6	0.
14.50	140.5	275.5	--	.35	49.2	0.
15.00	145.0	285.0	--	.35	50.8	0.
15.50	149.5	294.5	--	.35	52.3	0.
16.00	154.0	304.0	--	.35	53.9	0.
16.50	158.5	313.5	--	.35	55.5	0.
17.00	163.0	323.0	--	.35	57.1	0.
17.50	167.5	332.5	--	.35	58.6	0.
18.00	172.0	342.0	--	.35	60.2	0.
18.50	176.5	351.5	--	.35	61.8	0.
19.00	181.0	361.0	--	.35	63.4	0.
19.50	185.5	370.5	--	.35	64.9	0.
20.00	190.0	380.0	--	.35	66.5	0.
20.50	194.5	389.5	--	.35	68.1	0.
21.00	199.0	399.0	--	.35	69.7	0.
21.50	203.5	408.5	--	.35	71.2	0.
22.00	208.0	418.0	--	.35	72.8	0.
22.50	212.5	427.5	--	.35	74.4	0.
23.00	217.0	437.0	--	.35	76.0	0.
23.50	221.5	446.5	--	.35	77.5	0.
24.00	226.0	456.0	--	.35	79.1	0.
24.50	230.5	465.5	--	.35	80.7	0.
25.00	235.0	475.0	--	.35	82.3	0.
25.50	239.5	484.5	--	.35	83.8	0.
26.00	244.0	494.0	--	.35	85.4	0.
26.50	248.5	503.5	--	.35	87.0	0.
27.00	253.0	513.0	--	.35	88.6	0.
27.50	257.5	522.5	--	.35	90.2	0.
28.00	262.0	532.0	--	.35	91.7	0.
28.50	266.5	541.5	--	.35	93.3	0.
29.00	271.0	551.0	--	.35	94.9	0.
29.50	275.5	560.5	--	.35	96.5	0.
30.00	280.0	570.0	--	.35	98.0	0.
30.50	284.5	579.5	--	.35	99.6	0.

pag. / 7

svincolo A18
Capacita' portante palo D=1000mm A1+M1+R3 traz

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante



zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
31.00	289.0	589.0	--	.35	101.2	0.
31.50	293.5	598.5	--	.35	102.8	0.
32.00	298.0	608.0	--	.35	104.3	0.
32.50	302.5	617.5	--	.35	105.9	0.
33.00	307.0	627.0	--	.35	107.5	0.
33.50	311.5	636.5	--	.35	109.1	0.
34.00	316.0	646.0	--	.35	110.6	0.
34.50	320.5	655.5	--	.35	112.2	0.
35.00	325.0	665.0	--	.35	113.8	0.

zz = Profondita' da piano campagna
 S'v = Tensione verticale efficace
 Sv = Tensione verticale totale
 Cu = Coesione non drenata
 Tau = Tensione di adesione laterale limite
 qb = Portata di base limite unitaria

pag. / 8

svincolo A18
 Capacita' portante palo D=1000mm A1+M1+R3 traz

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q1l kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	0.	0.	0.	0.
.50	12.	0.	-6.	18.	11.
1.00	26.	0.	-12.	38.	24.
1.50	42.	0.	-18.	60.	38.
2.00	62.	0.	-24.	85.	52.
2.50	83.	0.	-29.	113.	69.
3.00	107.	0.	-35.	143.	86.
3.50	134.	0.	-41.	175.	104.
4.00	163.	0.	-47.	210.	124.
4.50	194.	0.	-53.	247.	144.
5.00	228.	0.	-59.	287.	166.
5.50	265.	0.	-65.	329.	189.
6.00	304.	0.	-71.	374.	213.
6.50	345.	0.	-77.	422.	239.
7.00	389.	0.	-82.	471.	265.
7.50	435.	0.	-88.	523.	293.
8.00	484.	0.	-94.	578.	321.
8.50	535.	0.	-100.	635.	351.
9.00	589.	0.	-106.	695.	383.
9.50	645.	0.	-112.	757.	415.
10.00	704.	0.	-118.	822.	448.
10.50	765.	0.	-124.	889.	483.
11.00	829.	0.	-130.	958.	519.
11.50	895.	0.	-135.	1030.	556.
12.00	963.	0.	-141.	1105.	594.
12.50	1035.	0.	-147.	1182.	633.
13.00	1108.	0.	-153.	1261.	673.
13.50	1184.	0.	-159.	1343.	715.
14.00	1263.	0.	-165.	1428.	758.
14.50	1344.	0.	-171.	1514.	802.
15.00	1427.	0.	-177.	1604.	847.
15.50	1513.	0.	-183.	1696.	893.



16.00	1601.	0.	-188.	1790.	940.
16.50	1692.	0.	-194.	1887.	989.
17.00	1786.	0.	-200.	1986.	1039.
17.50	1881.	0.	-206.	2088.	1089.
18.00	1980.	0.	-212.	2192.	1142.
18.50	2081.	0.	-218.	2299.	1195.
19.00	2184.	0.	-224.	2408.	1249.
19.50	2290.	0.	-230.	2519.	1305.
20.00	2398.	0.	-236.	2633.	1361.
20.50	2508.	0.	-242.	2750.	1419.
21.00	2622.	0.	-247.	2869.	1478.
21.50	2737.	0.	-253.	2990.	1538.
22.00	2855.	0.	-259.	3114.	1600.
22.50	2976.	0.	-265.	3241.	1662.
23.00	3099.	0.	-271.	3370.	1726.
23.50	3224.	0.	-277.	3501.	1791.
24.00	3352.	0.	-283.	3635.	1857.
24.50	3483.	0.	-289.	3772.	1924.
25.00	3616.	0.	-295.	3910.	1992.
25.50	3751.	0.	-300.	4052.	2062.
26.00	3889.	0.	-306.	4195.	2132.
26.50	4030.	0.	-312.	4342.	2204.
27.00	4172.	0.	-318.	4490.	2277.
27.50	4318.	0.	-324.	4642.	2351.
28.00	4466.	0.	-330.	4795.	2426.
28.50	4616.	0.	-336.	4952.	2503.
29.00	4769.	0.	-342.	5110.	2580.
29.50	4924.	0.	-348.	5271.	2659.
30.00	5081.	0.	-353.	5435.	2739.
30.50	5242.	0.	-359.	5601.	2820.
31.00	5404.	0.	-365.	5769.	2902.
31.50	5569.	0.	-371.	5940.	2986.
32.00	5737.	0.	-377.	6114.	3070.
32.50	5907.	0.	-383.	6290.	3156.
33.00	6080.	0.	-389.	6468.	3243.
33.50	6255.	0.	-395.	6649.	3331.
34.00	6432.	0.	-401.	6833.	3420.

Lp = Lunghezza utile del palo

Ql1 = Portata laterale limite

Qb1 = Portata di base limite

Wp = Peso efficace del palo

Qu = Portata totale limite

Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,l + Qb1/FS,b - Wp$

9 APPENDICE B: MOMENTO ADIMENSIONALE LUNGO IL PALO E PARAMETRO ALFA

9.1 Palo D=1000mm

Coeff. di Matlock e Reese-palo D=1000 L20m

Lunghezza palo	Lp	=	20.00 m
Diametro palo	D	=	1.00 m
Modulo elastico palo	Ep	=	30000.00 MPa
Rigidezza flessionale	EJ	=	1472622.00 kN*m ²

Definizione per punti del modulo di reazione del terreno E

Prof. m	E kN/m ²
.000	6000.00
15.500	100000.00
40.000	100000.00

Per il primo segmento:

Modulo iniziale	Eo	=	6000.000 kN/m ²
Gradiente del modulo	Kh	=	6064.516 kN/m ³

Lunghezza elastica	$T = (EJ/Kh)^{0.20}$	=	3.000 m
$R = Eo / (Kh * T)$		=	.330
$Z_{max} = Lp / T$		=	6.668

Coefficienti adimensionali di flessibilita' della sommita' del palo:

Ay =	1.7009
As = By =	1.2216
Bs =	1.5117

Spostamento: $d = Ay Fo T^3/EJ + By Mo T^2/EJ$

Rotazione: $r = As Fo T^2/EJ + Bs Mo T / EJ$

Per sommita' palo impedita di ruotare:

$Mo = - (T As/Bs) * Fo = - \alpha * Fo$ $\alpha = 2.4239$ m

Sollecitazioni lungo il fusto del palo

Taglio: $F = Av Fo + Bv Mo/T$

Momento: $M = Am Fo T + Bm Mo$



Coeff. di Matlock e Reese-palo D=1000 L20m

Momento adimensionale lungo il fusto del palo
con sommita' impedita di ruotare

z m	Mad -
.000	1.0000
.625	.7496
1.250	.5195
1.875	.3156
2.500	.1420
3.125	.0010
3.750	-.1072
4.375	-.1842
5.000	-.2329
6.000	-.2614
7.000	-.2460
8.000	-.2047
9.000	-.1530
10.000	-.1023
11.667	-.0362
13.333	-.0007
15.000	.0106
17.500	.0058
20.000	.0000

Momento: $M(z) = M_0 * Mad(z)$

Coefficienti adimensionali di Matlock e Reese

z/T	Av	Am	Bv	Bm
.000	1.0000	.0000	.0000	1.0000
.208	.8576	.1944	-.0972	.9902
.417	.6800	.3552	-.2035	.9590
.625	.4879	.4770	-.3036	.9059
.833	.2978	.5588	-.3870	.8335
1.042	.1222	.6020	-.4468	.7460
1.250	-.0309	.6108	-.4813	.6486
1.459	-.1539	.5907	-.4902	.5468
1.667	-.2511	.5482	-.4745	.4455
2.000	-.3273	.4496	-.4176	.2949
2.334	-.3418	.3356	-.3314	.1694
2.667	-.3082	.2257	-.2370	.0746
3.000	-.2474	.1324	-.1492	.0108
3.334	-.1717	.0615	-.0721	-.0262
3.889	-.0748	-.0065	-.0013	-.0442
4.445	-.0104	-.0272	.0269	-.0344
5.001	.0169	-.0234	.0258	-.0183
5.834	.0156	-.0070	.0099	-.0029
6.668	.0000	.0000	.0000	.0000