

AUTOSTRADA (A12) : ROMA - CIVITAVECCHIA

TRATTO: CERVETERI - TORRIMPIETRA

POTENZIAMENTO FUNZIONALE TRATTO CERVETERI - TORRIMPIETRA

PROGETTO DEFINITIVO

AU - CORPO AUTOSTRADALE

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco Pietro D'Angelantonio
Ord. Ingg. Milano n.A20155

**RESPONSABILE GEOTECNICA
ALL'APERTO**

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE


Ing. Danilo D'Alessandro
Ord. Ingg. L'Aquila N. 1503

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Orlando Mazza
Ord. Ingg. Pavia N. 1496

**RESPONSABILE PROGETTAZIONE
NUOVE OPERE AUTOSTRADALI**

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	-
111206	LL00	PD	DG	GTA	00000	00000	R	APE	0001	00	SCALA -

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:		REVISIONE	
					n.	data
					0	LUGLIO 2018
					1	-
					2	-
REDATTO:		VERIFICATO:		3	-	
				4	-	

	VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO ING. M. TORRESI	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI
--	---	--

INDICE

1. <i>PREMESSE</i>	4
2. <i>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</i>	5
2.1 <i>NORMATIVA TECNICA</i>	5
2.2 <i>BIBLIOGRAFIA</i>	5
3. <i>DESCRIZIONE DEL TRACCIATO</i>	7
4. <i>LINEAMENTI GEOLOGICI, GEOMORFOLOGICI E IDROGEOLOGICI</i>	10
4.1 <i>INQUADRAMENTO GEOLOGICO</i>	10
4.1.1 <i>Geologia dell'area di studio</i>	10
4.2 <i>INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO</i>	13
4.2.1 <i>Geomorfologia dell'area di studio</i>	14
4.2.2 <i>Piano Assetto Idrogeologico (PAI) e Piano Gestione Rischi Alluvioni (PGR)</i>	15
4.3 <i>INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO</i>	16
4.3.1 <i>Idrogeologia dell'area di studio</i>	17
5. <i>INDAGINI ESEGUITE</i>	19
5.1 <i>INDAGINI PREGRESSE</i>	19
5.1.1 <i>Campagna di indagini Autostrade S.p.A. (1972)</i>	19
5.1.2 <i>Campagna di indagini SPEA S.p.A. (2002-2003)</i>	20
5.2 <i>INDAGINI CONDOTTE PER IL PROGETTO PRELIMINARE</i>	21
5.2.1 <i>Campagna di indagini FASE A (2009)</i>	21
5.3 <i>INDAGINI CONDOTTE PER IL PROGETTO DEFINITIVO</i>	22
5.3.1 <i>Campagna di indagini FASE B (2011)</i>	22
6. <i>SISMICITA' DELL'AREA</i>	26
6.1 <i>CATEGORIA DI SOTTOSUOLO</i>	26
6.2 <i>CATEGORIA TOPOGRAFICA</i>	34
6.3 <i>PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO</i>	35
7. <i>TERRENI INTERESSATI DAL PROGETTO</i>	36
7.1 <i>RIPORTI ANTROPICI E RILEVATI ESISTENTI (RA)</i>	36
7.2 <i>TAL</i>	36
7.3 <i>TSL</i>	36
7.4 <i>TTF</i>	36
7.5 <i>TSS</i>	37

7.6	TAS	37
7.7	RMA	37
8.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	38
8.1	GENERALITÀ	38
8.2	METODOLOGIA DI ANALISI DEI RISULTATI DELLE INDAGINI	38
8.2.1	Classificazione	38
8.2.2	Determinazione delle caratteristiche di resistenza	39
8.2.2.1	Resistenza a taglio non drenata nei terreni a grana fina	39
8.2.2.2	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci nei terreni a grana fina	39
8.2.2.3	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci nei terreni a grana grossa	39
8.2.3	Determinazione delle caratteristiche di deformabilità	42
8.2.3.1	Moduli "iniziali" e moduli "operativi"	42
8.2.3.2	Moduli di reazione orizzontale per la soluzione statica del problema dei pali caricati orizzontalmente	45
8.2.3.3	Moduli di reazione nel modello del terreno di Winkler	47
8.2.3.3.1	Modulo di reazione verticale (o "subgrade reaction")	47
8.2.3.3.2	Modulo di reazione orizzontale	49
8.3	TAL	50
8.3.1	Analisi di laboratorio	50
8.3.2	Indagini geotecniche in sito	51
8.3.3	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica	54
8.4	TSL	74
8.4.1	Analisi di laboratorio	74
8.4.2	Indagini geotecniche in sito	75
8.4.3	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica	77
8.5	TTF	96
8.5.1	Analisi di laboratorio	96
8.5.2	Indagini geotecniche in sito	97
8.5.3	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica	100
8.6	TSS	118
8.6.1	Analisi di laboratorio	118
8.6.2	Indagini geotecniche in sito	119
8.6.3	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica	121
8.7	TAS	140
8.7.1	Analisi di laboratorio	140
8.7.2	Indagini geotecniche in sito	142
8.7.3	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica	143
8.8	RMA	170

8.8.1	<i>Analisi di laboratorio</i>	170
8.8.2	<i>Indagini geotecniche in sito</i>	170
8.8.3	<i>Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica</i>	171
9.	SINTESI DELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	178

1. PREMESSE

La presente relazione contiene l'inquadramento geotecnico delle aree interessate dal progetto definitivo per il potenziamento funzionale del A12 Roma – Civitavecchia nel tratto tra Cerveteri e Torrimpietra, dal km 15+000 (Torrimpietra) al km 28+000 (Cerveteri).

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA TECNICA

La presente relazione è stata redatta in conformità alla seguente normativa:

- D.M.LL.PP. 11/03/1988 - “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- Circolare LL. PP. 24.09.1988 n. 30483 - “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”. Istruzioni per l'applicazione.
- Presidenza del Consiglio dei Ministri – Ordinanza n. 3274 del 20 Marzo 2003 e s.m.i. “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- Presidenza del Consiglio dei Ministri – Ordinanza n. 3519 del 28 Aprile 2006 “Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”.
- Decreto Ministero Infrastrutture 14/01/2008 - “Nuove Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti n. 617 del 2 Febbraio 2009 - “Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008”.

2.2 BIBLIOGRAFIA

- Bazaara, A.R.S.S. (1967) "Use of the standard penetration test for estimating settlement of shallow foundations on sand", PhD Thesis, University of Illinois, USA
- Bowles J.E., (1998) “Fondazioni – Progetto e Analisi“ McGraw-Hill.
- Bishop W. A. (1955) “The use of the slip circle in the stability analysis of slopes”
Geotechnique
- Cestari F. (1990) “Prove geotecniche in sito” Ed. Geo-Graph
- D'Appolonia D.J., D'Appolonia E., Brisette R.F.(1970) “Discussion on Settlement of Spread Footings on Sand” - ASCE J. SMFD 96 SM 2

- De Mello V.F.B. (1971) "The Standard Penetration Test" - Proceedings of the Fourth Panamerican Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I, San Juan, Puerto Rico
- Denver H. (1982) "Modulus of Elasticity for Sand determined by SPT and CPT" Proceeding of the second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam
- Gray (1936) per "Vertical embankment loading" in Poulos, H.G., Davis, E.H. (1980), - "Pile Foundation Analysis and Design" - John Wiley and Sons
- Jamiolkowski M., Lancellotta R., Marchetti S., Nova R., Pasqualini E. (1979) "Design Parameters for Soft Clays" VII ECSMFE Brighton
- Lancellotta R. (1997) "Geotecnica" Zanichelli
- Lancellotta R. (novembre 1983) "Le prove penetrometriche statiche nei terreni coesivi" – Politecnico di Torino. Atti dell'Istituto di scienza delle Costruzioni
- Navfac (1971) "Design Manual" – DM7 U.S. Naval Publ. and Forms Center, Philadelphia
- Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes", Earthquake Eng. Struct. Dyn 6
- Pasqualini, E. (novembre 1983) "Standard Penetration Test" – Politecnico di Torino. Atti dell'Istituto di scienza delle Costruzioni
- Schmertmann J.H.(1975) "Measurement of In situ Shear Strength" - State of Art Report, ASCE Sp.Conf.G.E.D In situ measurement of soil Properties, Raleigh;
- Schultze e Menzenbach (1961) "SPT and Compressibility of Soils" - V ICSMFE, Paris
- Seed, H.B., Idriss, I.M. (1971) "Simplified Procedure for evaluating Soil Liquefaction Potential" – ASCE, September 1971
- Seed, H.B., Idriss, I.M. (1982) "Ground Motion and Soil Liquefaction during earthquakes" – EERI, Berkeley, California
- Terzaghi, K., Peck, R.B. (1967) "Soil Mechanics in Engineering Practice" – 2nd Editions, J. Wiley and Sons, New York
- Viggiani C. (1999) "Fondazioni" Hevelius Edizioni.

3. DESCRIZIONE DEL TRACCIATO

Il progetto prevede l'introduzione, lungo la carreggiata Sud, di nuove piazzole per la sosta di emergenza, attualmente non presenti lungo la tratta, la revisione complessiva del segnalamento mediante cartellonistica e nuovi portali a bandiera e l'installazione di nuove barriere antifoniche.

Nell'ambito del presente paragrafo si descrivono, procedendo lungo la A12 dallo svincolo di Torrimpietra (direzione Roma) allo svincolo di Cerveteri (direzione Civitavecchia), i principali elementi geologici-geomorfologici ed idrogeologici riferiti alle diverse sezioni di tracciato.

Dal km 15+000 circa fino al km 20+000 circa l'intervento si sviluppa lungo un territorio piano e pedecollinare ricoperto superficialmente dai depositi pleistocenici costieri riconducibili ai Limi e alle Sabbie di Osteria Nuova (Osn) ed alle sabbie di Palidoro (PlD); queste ultime affioranti a partire dal km 17+350 circa. Il substrato è costituito dai depositi argillosi della formazione di Monte Mario (Mm), che si individua a una profondità variabile da 10 m a 18-20 m circa.

La suddetta successione pleistocenica è interrotta da alcune valli di natura alluvionale: tra il km 15+050 e 15+450 circa si intercetta la valle riconducibile al fosso Tre Denari, i cui depositi sono di natura prevalentemente sabbiosa, con spessori variabili da 10 a 23 metri, a diretto contatto con il sottostante substrato argilloso (Mm).

Tra il km 17+500 circa e il km 17+900 circa il tracciato attraversa la valle del torrente Palidoro, i cui depositi alluvionali sono costituiti da alternanze metriche di limi argillosi poco consistenti e compressibili e sabbie poco addensate. I sedimenti alluvionali raggiungono una potenza massima di circa 32 m. Questa valle, poco più estesa della precedente, è moderatamente incisa rispetto ai rilievi circostanti, con dislivelli contenuti entro 10-15 m. Poco più a monte, in posizione arretrata rispetto al tracciato, alcuni dei rilievi antistanti il Palidoro sono ricoperti da depositi travertinosi.

Altre valli alluvionali sono attraversate tra il km 19+000 circa e km 19+100 circa e tra km 19+900 circa e km 20+000 circa (fosso Statua). Mostrano limitata estensione e profondità in asse al tracciato oggetto di intervento, ma si estendono notevolmente non appena oltrepassata la SS Aurelia, generando così un'unica piana retrocostiera.

Nel complesso, l'intero territorio fin qui descritto è contraddistinto da blande ondulazioni, alternate ad ampie aree pianeggianti di tipo retrocostiero o alluvionale. I depositi pleistocenici contengono una falda freatica posta ad alcuni metri sotto la superficie del terreno (tra 2 e 10m da p.c. circa), confinata inferiormente dalla formazione argillosa pliocenica impermeabile. I corsi d'acqua esercitano essenzialmente un'azione drenante delle acque sotterranee circolanti.

Dal km 20+000 al km 22+100 circa il tracciato scorre quasi esclusivamente sui depositi pliocenici appartenenti alla formazione del Macco (Ps). Sono depositi carbonatici costituiti da sabbie e limi chiari, con intercalazioni biocalcarenitiche in lenti e strati discontinui. In profondità presentano uno spessore variabile fino a oltre 35 m (massima profondità raggiunta in perforazione) e si sovrappongono alle argille di Cerveteri, di età analoga, il cui passaggio si riconosce in prossimità del sondaggio SD13 (km 21+200 circa).

Nonostante la natura calcarea del Macco, non sono state osservate particolari forme connesse al carsismo, né in affioramento né in perforazione.

Da un punto di vista idrogeologico tali depositi rappresentano un complesso determinate per l'approvvigionamento idrico della zona; i pozzi sono diffusi, particolarmente a monte del tracciato autostradale; sono mediamente profondi 50 m e molto produttivi. La falda è normalmente piuttosto superficiale, anche se in alcune aree (v. SA4, SD13) si osserva un repentino abbassamento della superficie freatica, fino a -20 m da p.c.; aspetto probabilmente legato all'elevato emungimento operato poco più a monte.

Dal km 22+100 circa al km 26+450 circa riprende la copertura superficiale dei depositi costieri pleistocenici, dapprima in facies Osn e successivamente (dal km 24+900 circa) con i depositi costieri di Palo (Plo). Questi ultimi sono costituiti da limi e sabbie, normalmente scuri, a tratti ghiaiosi, con sporadiche alternanze e livelli discontinui di calcarenite fossilifera tipo panchina. Tale sequenza è interrotta tra il km 24+200 circa e il km 24+900 circa dalla presenza di depositi alluvionali, di spessore contenuto (10 m circa), riconducibili al fosso Sanguinara e a due suoi affluenti in destra (fosso Pinzanello, fosso di Ponestretto), la cui confluenza avviene poco più a valle del tracciato.

Tra il km 26+800 circa e il km 27+400 circa è stata cartografata una copertura di 4-5 m di piroclastiti da colata (tufo di Sacrofano), riconducibili al centro magmatico Sabatino. Essi sono costituiti da depositi prevalentemente fini, cineritici, sovente pedogenizzati e alterati, con presenza di pomici e scorie, e possibili alternanze di episodi limo-palustri; la loro genesi potrebbe anche essere secondaria, legata cioè a risedimentazione e rielaborazione del materiale piroclastico eruttato.

In profondità, nel tratto tra km 23+800 circa fino ad oltre lo Svincolo di Cerveteri, il substrato è costituito dalle argille marine plioceniche di Cerveteri (Pm), grigie e dure, con rare intercalazioni sabbiose. Si individuano in sondaggio a partire dal km 22+800 circa (in passaggio eteropico con la formazione carbonatica (Ps)); da segnalare in alcuni limitati tratti compresi tra il km 26+400 circa ed il km 28+000 circa le argille plioceniche sono presenti anche in superficie, senza alcuna copertura quaternaria.

Il fosso Vaccina (km 27+600 circa) sottende una valle alluvionale morfologicamente poco pronunciata, estesa per circa 600 m lungo il tracciato e con una profondità variabile fino a circa 20 m. È interessante notare che attualmente il corso d'acqua è confinato ad un'estremità della valle, laddove lo spessore delle alluvioni è molto limitato e coincide praticamente con la profondità dell'alveo. Ciò porterebbe a ipotizzare un precedente spostamento antropico dell'asta fluviale, legato alla realizzazione delle infrastrutture viarie esistenti (v. S.P. di Palo al km 27+700); in realtà non si ha alcuna evidenza morfologica in tal senso, né da fotointerpretazione, né tramite il confronto con le cartografie storiche (carte IGM).

Le alluvioni sono costituite da alternanze metriche di depositi fini (prevalenti) a depositi granulari (sabbie limose argillose), questi ultimi con presenza accessoria diffusa di clasti di origine vulcanica, a testimoniare il collegamento con i centri eruttivi quaternari presenti nell'area laziale interna.

I sondaggi SD22, SD25 ed SA8 hanno attraversato superficialmente le alluvioni ed in profondità le argille plioceniche, interdigitate con una lente di spessore plurimetrico di depositi ghiaiosi e calcarei attribuiti alla formazione del Macco, descritta precedentemente.

Sempre nella zona dello svincolo di Cerveteri, sul fianco occidentale della valle alluvionale, ai margini dell'area cartografata (lato mare) si individua una zona in rilievo ricoperta da ghiaie e ciottoli, attribuite al conglomerato di fosso Vaccina, pleistocenico, già oggetto storicamente di estrazione.

Dal punto di vista della soggiacenza della falda, risultano presenti vari tratti di intervento (in particolare dal km 15+000 c.a. al km 15+500 c.a., dal km 17+500 c.a. al km 17+900 c.a., dal km 18+900 c.a. al km 20+000 c.a., dal km 22+600 c.a. ad oltre il km 28+000) in cui la falda è stata misurata a pochi metri dal p.c.; in alcuni punti la falda freatica è subaffiorante: lungo i Fossi Sanguinara e Vaccina si sviluppano delle sorgenti lineari che drenano le acque sotterranee.

4. LINEAMENTI GEOLOGICI, GEOMORFOLOGICI E IDROGEOLOGICI

4.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area di studio si colloca lungo il margine costiero della regione tolfetana, territorio prevalentemente collinare nel quale si distinguono tre assetti geostutturali principali:

- la zona collinare del flysch, estesa principalmente a Nord della zona di interesse, tra la costa e le coperture vulcaniche retrostanti: è costituita da potenti successioni flyscioidi datati dalla fine del Mesozoico all'inizio del Cenozoico, che ricoprono il substrato carbonatico basale e rappresentano gli affioramenti più meridionali delle Unità Liguridi appenniniche. Il complesso del Flysch è costituito da due distinte successioni sedimentarie, appartenenti a bacini differenti, in parte coeve e sovrapposte tettonicamente; in prossimità dell'area di studio il complesso affiora in piccoli lembi limitatamente all'estremità Nord, attraverso due formazioni il cui contatto non è ben definito.

- La zona collinare e montuosa a genesi vulcanica, estesa nella zona interna, centro meridionale della regione: è costituita a sua volta da due attività effusive distinte (complesso tolfetano-Cerite e vulcanismo Sabatino), oltre a una serie di cupole trachitiche che raggiungono le quote più elevate di tutta l'area tolfetana (fino a un max. di 600 m s.l.m.). Il basamento dell'apparato vulcanico, di età pleistocenica, poggia direttamente sulle formazioni flyscioidi e sulle argille marnose plioceniche.

- La zona costiera, nella quale sono estesamente distribuite le formazioni sedimentarie continentali e marine, plioceniche e quaternarie, riconducibili a serie differenti e caratterizzate da forti eteropie laterali. Tra le vari unità sono particolarmente significativi, ai fini del presente studio, i depositi costieri distribuiti tra S. Marinella e Fiumicino, costituiti da (i) depositi marini pliocenici, (ii) depositi marino-costieri pleistocenici, (iii) depositi travertinosi e (iiii) depositi alluvionali recenti e depositi fluvio - palustri terrazzati.

4.1.1 Geologia dell'area di studio

Geologicamente, l'area di interesse si pone lungo il bordo sud-occidentale della regione tolfetana.

Di seguito si descrivono, in ordine cronologico, le formazioni litologiche afferenti la tratta oggetto di studio:

Argille di Cerveteri (Pliocene medio-inferiore) (Pm)

Sono costituite da argille limose o con limo, grigie, omogenee, da molto consistenti a dure. Presentano localmente livelli pluricentimetrici (max 10 cm) di gesso. Rari livelli sabbiosi

Lo spessore complessivo dell'Unità si aggirerebbe sui 100 m circa. L'ambiente di deposizione si può ritenere marino epi-mesobatiala (Servizio Geologico, 1972).

Tali argille sono subaffioranti in un'ampia fascia pedecollinare a valle di Cerveteri, in corrispondenza della progr. Km 21 c.a. e dalla progr. km 23+000 c.a. allo svincolo di Cerveteri. Sono state rinvenute in profondità in numerosi sondaggi dislocati lungo tutto il tracciato di progetto, laddove costituiscono il substrato pliocenico di base per le opere principali. Nella parte sommitale l'unità può essere alternata alla formazione calcarenitica del Macco, laddove quest'ultimo è presente.

Macco (Pliocene sup.-medio) (Ps)

E' costituito da sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi, di colore grigio, bianco - avana o giallo ocraceo, da sciolti a debolmente cementati, con frammenti calcarenitici sparsi. Vi sono alternati livelli decimetrici di calcarenite e arenaria con impronte e resti di bivalvi. Ambiente costiero e neritico ad alta energia.

L'unità del Macco giace normalmente in concordanza e in continuità sulle Argille di Cerveteri, con le quali si trova sovente in alternanza (Servizio Geologico, 1972). Lo spessore dell'unità non supera normalmente i 20 - 25 m.

Nell'area di interesse progettuale tale unità affiora tra le fasce comprese tra il km 20+000 c.a. e il km 22+000 c.a., sviluppandosi ulteriormente sia a monte che a valle dell'asse autostradale. In aree limitrofe il Macco è stato in passato oggetto di materiale di estrazione di cava.

Tale formazione è stata rinvenuta in profondità in numerosi sondaggi dislocati lungo il tracciato di progetto, tra le progressive sopra menzionate; nel sondaggio SA5 (eseguito per il progetto della tratta S. Marinella –Torrimpietra nell'ambito delle indagini del 2009) gli intervalli litoidi e sabbiosi sono in alternanza con le argille di Cerveteri.

Conglomerato di Fosso Vaccina (Pleistocene inferiore) (Cfv)

Ciottoli e blocchi eterometrici e poligenici, di natura calcarea, silicea ed arenacea da subangolari ad arrotondati in matrice sabbiosa di colore giallo-ocraceo; non è documentata la presenza di elementi vulcanici. Rappresenta episodi di sedimentazione fluvio-deltizia; presenta una potenza variabile fino a 10-15 m.

Affiora in un'area molto ristretta presso il fosso Vaccina, a sud dello svincolo di Cerveteri (fine intervento). Esternamente all'area rilevata è documentato in più punti lungo la fascia costiera compresa tra Palo e Ladispoli.

Formazione di Monte Mario (Pleistocene inferiore) (Mm)

E' costituito da argille limose e sabbiose grigie, molto consistenti, con tracce di sostanze organiche e frammenti di bivalvi. Presentano intercalazioni di livelli sabbioso limosi, da centimetrici a decimetrici. Ambiente marino circa litorale.

Vengono tradizionalmente suddivisi in due unità: membro di Monte Mario e membro di Monte delle Piche.

Tale formazione è stata rinvenuta in profondità in numerosi sondaggi dislocati lungo il tracciato di progetto, tra lo svincolo di Torrimpietra e la progr. Km 19+500 c.a.

Tufo di Sacrofano (Pleistocene medio-inferiore) (Sc)

Si tratta di piroclastiti stratificate di colore marrone grigiastro o giallastro, prevalentemente fini, con livelli di pomici grigiastre subarrotondate; presentano intercalati decimetriche di episodi limo-palustri. Vulcanismo Sabatino.

Si ritrova diffusamente lungo la parte medio bassa dei rilievi collinari appartenenti al vulcanismo Sabatino. Nella zona di interesse progettuale è stato cartografato in un'area circoscritta, oggi urbanizzata, tra le progr. km 26+800 c.a. e km 27+400 c.a.

Travertino di Palidoro (Pleistocene sup.) (Tr)

E' costituito da travertino biancastro litoide, da vacuolare a compatto. Poggia indifferentemente sia sui depositi vulcanici sia su quelli marini del Tirreniano. Ha una potenza massima di circa 20-25 m.

Nell'area di studio è stato cartografato nei pressi del Rio Palidoro, poco più a monte del tratto autostradale (intorno alla progr. Km 17+700 c.a.).

Depositi litorali e colluviali pleistocenici (Pleistocene sup.: Tirreniano)

Comprendono diverse unità stratigrafiche (da Servizio Geologico, 1972):

- **Sabbie di Palidoro (PlId)**: costituite da sabbie giallastre, a luoghi fossilifere, ricche in minerali femici, con livelli e lenti di ghiaia medio-fine silicea. La parte alta presenta sabbie rubefatte. Ambiente costiero;

- **Limi e sabbie di Palo (Plo)**: costituito da limi sabbiosi da consistenti a molto consistenti, sabbie limose, più raramente ghiaie silicee limose con resti di lamellibranchi; colore da marrone ad avana. Presentano intercalazioni di livelli di calcarenite tipo "panchina" e depositi biohermali. Ambiente costiero deltizio;
- **Sabbie di Osteria Nuova (Osn)**: costituito da limi a luoghi tufitici e sabbie limose addensate, di colore variabile dal marrone al grigio; sono ricche di minerali vulcanici; presentano localmente livelli ghiaiosi di natura vulcanica e silicea. Ambiente lagunare e costiero – deltizio.

Tali sedimenti sono legati alla regressione tirreniana e presentano una genesi tipicamente costiera, con la formazione di cordoni dunari, bacini di retrospiaggia, aree deltizie di sbocco delle acque interne.

Affiorano estesamente per quasi tutta la tratta di interesse, ricoprendo la superficie topografica fino alle quote di 45 - 50 m s.l.m.. A quote più elevate, in corrispondenza di evidenti gradini morfologici, lasciano il posto alle piroclastiti (Tufi di Sacrofano) o ad accumuli precedenti di origine costiera (Macco) o continentale (Conglomerato di Fosso Vaccina).

I depositi litorali sono stati intercettati in numerosi sondaggi, in superficie e a profondità variabili fino a circa 15-20 m.

Depositi di piana alluvionale (Olocene) (Al)

Argille limose e limi sabbiosi, sabbie limose e, a luoghi, ghiaie poligeniche poco o mediamente evolute di natura calcareo silicea (più raramente tufacea), presenti principalmente nella parte basale. Colore da marrone a marrone scuro - grigio verdastro. Presenza di minerali e scorie di origine vulcanica; possibili resti torbosi, carboniosi e concrezioni calcitiche (calcinelli).

Sono imputabili all'esondazione dei numerosi corsi d'acqua minori che sboccano nel mar Tirreno.

Possono raggiungere uno spessore di alcune decine di metri.

4.2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

La regione tolfetana presenta una morfologia collinare, che dalla zona interna di Allumiere, dove si hanno le quote massime, degrada con andamento pressoché radiale verso la linea di costa. I lineamenti morfologici generali risentono fortemente dell'assetto geostrutturale delineato precedentemente:

•Nella zona collinare del Flysch, i rilievi sono più pronunciati, con versanti nel complesso arrotondati, solo localmente scoscesi laddove prevalgono i litotipi litoidi (v. l'area montuosa retrostante Civitavecchia).

•Nella zona delle vulcaniti si ha una morfologia tendenzialmente più aspra: i depositi piroclastici hanno mascherato la morfologia preesistente, determinando il ringiovanimento morfologico di tutta l'area, e impostando un nuovo reticolo idrografico caratterizzato dall'incisione di valli ben delineate e spesso molto ripide.

•Nella zona costiera pedecollinare e pianeggiante si hanno morfologie solo lievemente ondulate, caratterizzate dalla presenza di gradini morfologici occupati da cordoni dunari e costieri durante le fasi regressive pleistoceniche e recenti.

4.2.1 Geomorfologia dell'area di studio

L'area di studio si presenta quasi ovunque con forme pianeggianti o appena ondulate per successive rielaborazioni. Il reticolo idrografico è caratterizzato dalla presenza di numerose incisioni, sovente piuttosto brevi, di cui le più importanti sono rappresentati dal rio Palidoro (intercettato al km 17+600) e fosso Vaccina (km 27+600).

Le principali forme presenti nell'area di interesse sono da ricondursi alla dinamica fluviale, ed ai processi antropici.

Forme fluvio-denudazionali

Possono essere distinte forme di erosione attive (es. orlo di scarpata fluviale, orlo di scarpata di denudazione, alveo in approfondimento, alveo con sponda in erosione, solco di ruscellamento concentrato, forme di erosione inattive (orlo di scarpata fluviale, orlo di scarpata di denudazione) e forme di accumulo (es. depositi colluviali e conoidi alluvionali).

Forme antropiche

Il territorio di studio ha una vocazione prevalentemente agricola, anche se non mancano gli insediamenti civili, presenti anche a ridosso del tracciato autostradale, particolarmente nei dintorni di Torrimpietra e Cerveteri. Possono pertanto essere distinte le aree intensamente urbanizzate e gli argini.

In letteratura e in cartografia storica sono documentate alcune cave di sabbia e calcarenite oggi dismesse, nella zona compresa tra Palo e Ladispoli.

4.2.2 Piano Assetto Idrogeologico (PAI) e Piano Gestione Rischi Alluvioni (PGRA)

Sulla base della cartografia PAI, lungo la tratta di intervento risulta quanto segue:

- prog. Km 17+600 c.a., in corrispondenza del Rio Palidoro: l'asse autostradale lungo la carreggiata in direzione Roma lambisce aree a pericolo inondazione di tipo A1 e di tipo B1, rispettivamente ad alta probabilità di inondazione ed a moderata probabilità di inondazione;

- prog. Km 19+900 c.a., in corrispondenza del Fosso Cupino: l'asse autostradale interferisce su entrambe le carreggiate con un'area a pericolo inondazione di tipo A1 (alta probabilità di inondazione);

- prog. Km 26+750 c.a., in corrispondenza del Fosso Vaccina: l'asse autostradale lungo la carreggiata in direzione Civitavecchia interferisce con un'area a pericolo inondazione di tipo A1 (alta probabilità) e lambisce un'area a pericolo di inondazione di tipo B1 (moderata probabilità), mentre lungo la carreggiata in direzione Roma l'asse autostradale interferisce con un'area a pericolo inondazione di tipo A1 (alta probabilità) e lambisce un'area a pericolo di frana elevato (tipo B).

Dall'analisi delle mappe della pericolosità da alluvioni (PGRA) si evidenzia che in corrispondenza:

- del Rio Palidoro (prog. Km 17+600 c.a.) l'asse autostradale lungo la carreggiata in direzione Roma lambisce aree a elevata e media pericolosità;

- del Fosso Cupino (prog. Km 19+900 c.a.) l'asse autostradale interferisce su entrambe le carreggiate con un'area ad elevata pericolosità;

- del Fosso Vaccina (prog. Km 26+750 c.a.) l'asse autostradale lungo la carreggiata in direzione Civitavecchia interferisce con un'area ad elevata pericolosità e lambisce un'area a media pericolosità, mentre lungo la carreggiata in direzione Roma l'asse autostradale interferisce con un'area ad elevata pericolosità.

4.3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Nella regione laziale nord occidentale, dal punto di vista della circolazione idrica sotterranea, esistono sia rocce permeabili per fratturazione, sia permeabili per porosità, sia impermeabili.

A grande scala si possono definire le seguenti grandi Idrostrutture:

- Formazioni sin e prevulcaniche pelitiche. Sono costituite dai flysch tolfetani e dai depositi argillosi plio-pleistocenici. Le argille sono praticamente impermeabili, tranne che in corrispondenza di eventuali intercalazioni granulari, normalmente discontinue e ridotte in spessore. Il Flysch è caratterizzato da scarsi o scarsissimi valori di permeabilità; normalmente non è sede di circolazione sotterranea delle acque, anche se localmente possono essere presenti piccoli acquiferi superficiali essenzialmente legati ai livelli arenacei e calcarei, laddove presenti, e alle coltri di alterazione. All'interno del complesso si possono avere numerose sorgenti al contatto tra terreni a permeabilità differente o lungo linee di disturbo tettonico che intersecano la superficie.
- Formazioni sin e prevulcaniche sabbioso ghiaiose. Sono costituite dai depositi terrigeni prevalentemente granulari: Macco e formazioni conglomeratiche (Ponte Galeria, Fosso Vaccina, ecc.). L'unità è caratterizzata da valori di permeabilità da medi a elevati. Presenta falde di buona produttività (laddove gli spessori delle formazioni sono significative), in quanto ben ricaricate dal complesso delle vulcaniti con le quali sono sovente in contatto. Trattandosi spesso di falde sospese collegate a caratteristiche locali, le quote dei livelli statici presentano forti differenze anche se a distanze piuttosto brevi.
- Complesso vulcanico: assume comportamenti differenti in relazione alla tipologia dei litotipi e grado di alterazione; la permeabilità è discreta nelle piroclastiti e lave vacuolari e fessurate; al loro interno si ha una discreta circolazione idrica che si manifesta con numerose sorgenti, spesso mineralizzate, ubicate al contatto tra tufi a diversa permeabilità o al contatto con il substrato sedimentario. La permeabilità globale diventa molto bassa laddove le lave sono prive di fratture, o le fratture sono suturate da prodotti di alterazione, oppure laddove le piroclastiti sono profondamente alterate o argillificate
- Formazioni post-vulcaniche: sono costituite dai depositi costieri e litorali, e dalle alluvioni terrazzate e recenti. La permeabilità è molto variabile in relazione alle caratteristiche litologiche e agli spessori delle coltri alluvionali superficiali: è normalmente discreta o buona per quanto

riguarda i depositi costieri, sciolti o litificati. Il complessi idrogeologici sono sede di circolazione idrica variabile stagionalmente, normalmente limitata dal bacino di alimentazione, generalmente modesto. In alcuni casi la produttività può crescere considerevolmente in relazione alle capacità di scambio falda - fiume o in conseguenza dell'aumento della potenza dei sedimenti,

- Travertini: sono litotipi litoidi o concrezionari di buona permeabilità. In genere sono sovrapposti con modesti spessori a un basamento poco permeabile. Contengono falde di interesse locale, talvolta molto produttive laddove ben alimentate dal substrato. Al loro interno si individuano numerose sorgenti, talvolta mineralizzate, talvolta anche di portata elevata.

Gli studi idrogeologici presenti in letteratura riferiscono che gran parte della circolazione idrica sotterranea degli acquiferi del Lazio Nord Occidentale è legato ai complessi vulcani Sabatino e Cimino. L'infiltrazione delle acque si sviluppa tra gli orizzonti stratigrafici vulcanici di permeabilità variabile (lave scoriacee o fratturate, scorie e sabbie vulcaniche), e attraverso i sedimenti granulari post-vulcanici, per poi defluire verso la zona tirrenica alimentando gli acquiferi costieri.

4.3.1 Idrogeologia dell'area di studio

La rete regionale di monitoraggio piezometrico interessa unicamente le aree poste più a monte, associate ai complessi vulcanici, non coinvolgendo quindi le aree di stretto interesse progettuale.

In particolare, lungo buona parte dell'area di studio, il substrato è molto superficiale, ed è costituito dalle serie argillose plioceniche e pleistoceniche inferiori (Pm, Mm); ad esse si associa, in una zona circoscritta, la Formazione del Macco, che rappresenta l'unica unità litostratigrafica permeabile estesa in profondità.

L'influenza delle serie pre-quadernarie poco permeabili sulla circolazione idrica sotterranea è notevole. E' comunque opportuno segnalare la presenza, al loro interno, di strati e lenti di materiale più grossolano (v. elementi litoidi calcarei, arenacei e conglomeratici). Tali intervalli sono idraulicamente separati tra loro e limitati in estensione; ciononostante possono essere sede localmente di falde in pressione, anche con elevata energia potenziale.

Falde idriche estese in profondità con maggiori potenzialità di sfruttamento sono invece contenute nel Macco.

Infine, falde sospese sono arealmente diffuse nelle coperture pleistoceniche, seppure limitate dallo spessore esiguo dei sedimenti (inferiori a 10-15 m). All'interno di questi depositi si sviluppa complessivamente una idrostruttura con valori di soggiacenza anche molto bassi, che si

traducono localmente in presenza di zone acquitrinose. La ricarica della falda avviene per infiltrazione delle acque meteoriche ed apporti provenienti da altri acquiferi posti a monte della fascia costiera.

La geometria della falda superficiale è caratterizzata da un andamento delle isopiezometriche genericamente regolare e sub-parallelo alla costa, con direttrici di flusso rivolte verso mare. Il gradiente idraulico è generalmente costante, leggermente più inclinato in prossimità della costa, e condizionato localmente dalla profondità del substrato impermeabile.

In diversi tratti di intervento la soggiacenza della falda risulta a pochi metri dal p.c. ed in alcuni punti la falda freatica è subaffiorante (lungo i Fossi Sanguinara e Vaccina si sviluppano delle sorgenti lineari che drenano le acque sotterranee) pertanto le oscillazioni stagionali risultano sufficienti a farla interferire con le opere

5. INDAGINI ESEGUITE

I dati stratigrafici e geotecnici utilizzati ai fini della caratterizzazione dei terreni e delle rocce e della redazione dei profili geotecnici sono stati desunti, nelle more di ultimare la campagna di indagine prevista per il presente progetto, dai risultati delle indagini geotecniche effettuate lungo il tracciato nel 2011 e nel 2009, quando era stato prospettato un ampliamento alla terza corsia dell'intera tratta compresa tra Torrimpietra e Santa Marinella.

Sono stati inoltre utilizzati i dati di alcune campagne geognostiche pregresse, curate da Autostrade S.p.A. per lo studio di alcuni dissesti lungo l'asse autostradale (1972) e da SPEA S.p.A. per la realizzazione delle aree di servizio "Tirreno Est" e "Tirreno Ovest" (2002 – 2003) sui due lati dell'autostrada.

Di seguito vengono riportate le varie campagne con l'elenco delle indagini eseguite.

5.1 INDAGINI PREGRESSE

5.1.1 Campagna di indagini Autostrade S.p.A. (1972)

La campagna di indagini è stata realizzata nell'anno 1972 per lo studio di alcune aree nelle quali i rilevati autostradali avevano subito dissesti. Le aree ricadenti nel tratto in esame sono quelle denominate Zona 3 – Zona 4 e Zona 5.

Le indagini sono consistite in:

N. 9 sondaggi geognostici a rotazione e a carotaggio continuo fino alla profondità massima di 28.00 m dal p.c..

N. 10 campioni indisturbati di terreno prelevati con i sondaggi e sottoposti a prove di laboratorio. Sui campioni prelevati è stata eseguita una caratterizzazione geotecnica mediante determinazione delle caratteristiche fisiche dei litotipi attraversati.

N. 17 prove penetrometriche dinamiche tipo SPT eseguite a varie profondità nel corso della perforazione dei sondaggi.

Sondaggio	Progressiva (km)	Carreggiata	Profondità (m da p.c.)
S75	15+286	SUD	28.00
S77	15+286	NORD	27.00
S79	15+411	NORD	12.70
S71	30+702	NORD	12.00
S68	30+714	SUD	11.00
S67	30+750	SUD	14.00
S69	30+757	NORD	12.00
S63	39+544	SUD	15.00
S65	39+556	NORD	15.00

5.1.2 Campagna di indagini SPEA S.p.A. (2002-2003)

Per la realizzazione dell'area di servizio "Tirreno" sono state eseguite diverse campagne di indagini. In questa sede vengono riportate le due più significative ricadenti in Est e in Ovest dell'asse autostradale.

Le indagini sono consistite in:

N. 4 sondaggi geognostici a rotazione e a carotaggio continuo fino alla profondità massima di 25.00 m dal p.c..

N. 11 campioni indisturbati di terreno prelevati con i sondaggi e sottoposti a prove di laboratorio. Sui campioni prelevati è stata eseguita una caratterizzazione geotecnica mediante determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei litotipi attraversati.

N. 11 prove penetrometriche dinamiche tipo SPT eseguite a varie profondità nel corso della perforazione dei sondaggi.

Sondaggio	Area servizio	Profondità (m da p.c.)
S1	OVEST	18.30
S2	OVEST	18.50
1	EST	25.00
2	EST	25.00

5.2 INDAGINI CONDOTTE PER IL PROGETTO PRELIMINARE

5.2.1 Campagna di indagini FASE A (2009)

La campagna di indagini geognostiche è stata realizzata nel 2009 nell'ambito della progettazione preliminare dell'ampliamento del lotto in esame.

Le indagini eseguite, ubicate ai lati dell'attuale tracciato, consistono in:

N° 16 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti fino alla profondità massima di 35 m dal piano campagna;

N° 149 prove penetrometriche dinamiche tipo SPT nei fori di sondaggio;

N° 136 campioni tra indisturbati e rimaneggiati prelevati nei fori di sondaggio. Su n. 89 campioni è stata eseguita una caratterizzazione geotecnica mediante determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei litotipi attraversati.

N. 3 prove di permeabilità in sito tipo Lefranc nei sondaggi SA4 - SA5 - SA8

N° 16 piezometri a tubo aperto installati nei fori di sondaggio.

Sondaggio	Quota (m s.l.m.)	Profondità (m da p.c.)	Strumentazione
SA1	23.40	28.40	Pz. tubo aperto
SA2	13.91	30.00	Pz. tubo aperto
SA3	15.85	25.00	Pz. tubo aperto
SA4	31.51	30.00	Pz. tubo aperto
SA5	36.94	35.00	Pz. tubo aperto
SA6	20.64	35.00	Pz. tubo aperto
SA7	30.81	30.00	Pz. tubo aperto
SA8	17.67	35.00	Pz. tubo aperto
SA9	16.30	25.00	Pz. tubo aperto
SA10	19.01	25.00	Pz. tubo aperto
SA10bis	21.42	30.00	Pz. tubo aperto
SA11	22.20	25.00	Pz. tubo aperto
SA12	27.36	25.00	Pz. tubo aperto
SA13	48.33	28.00	Pz. tubo aperto
SA14	27.40	35.00	Pz. tubo aperto
SA15	23.09	30.00	Pz. tubo aperto

5.3 INDAGINI CONDOTTE PER IL PROGETTO DEFINITIVO

5.3.1 Campagna di indagini FASE B (2011)

La campagna di indagini geognostiche è stata realizzata tra la fine del 2010 e l'inizio del 2011.

Le indagini eseguite consistono in:

N° 52 sondaggi geognostici a carotaggio continuo o a distruzione di nucleo fino alla profondità massima di 40.00 m;

N° 41 pozzetti esplorativi fino alla profondità massima di 4.00 m;

N° 234 campioni indisturbati o rimaneggiati prelevati nei fori di sondaggio e nei pozzetti esplorativi; i campioni prelevati sono stati sottoposti ad analisi/prove di laboratorio.

N° 548 prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio, tipo SPT;

N° 28 piezometri a tubo aperto installati in foro di sondaggio;

N° 12 piezometri Casagrande installati nei fori di sondaggio;

N° 8 prove di permeabilità in foro tipo Lefranc;

N° 4 prove Cross Hole;

N° 1 prova Down Hole;

N° 2 prove penetrometriche statiche CPTU fino alla profondità massima di 18.44 m;

N° 2 prove dilatometriche DMT in foro fino alla profondità massima di 20 m;

N° 69 prove di carico su piastra nei pozzetti di cui sopra;

N° 39 determinazioni della densità in sito nei pozzetti di cui sopra.

Sondaggio	Quota (m s.l.m.)	Profondità (m da p.c.)	Strumentazione
SD1	15.21	25.00	Pz. tubo aperto
SD2	16.01	35.00	Pz. tubo aperto
SD3	16.63	25.00	Pz. Casagrande a 25 m
SD4	24.31	30.00	Pz. tubo aperto
SD5	28.97	35.00	Tubo Down Hole
SD6	13.08	40.00	Tubo Cross Hole
SD6 CH	9.59	35.00	Tubo Cross Hole
SD7	18.49	40.00	
SD7 bis	13.64	35.00	Pz. tubo aperto

			Pz. Casagrande a 34.70 m
SD8	24.97	20.00	Pz. tubo aperto
SD8 distr	22.42	4.50	
SD9	13.70	25.00	Pz. tubo aperto
SD10	14.04	25.00	
SD11	19.20	28.00	Pz. tubo aperto
SD12	31.39	35.00	Tubo Cross Hole
SD12 CH	35.63	35.00	Tubo Cross Hole
SD13	30.75	25.00	Pz. tubo aperto
SD14	38.20	25.50	Pz. tubo aperto
SD14 bis	36.38	35.00	Pz. tubo aperto
SD16	36.83	25.00	Pz. tubo aperto
SD17	34.57	35.00	Pz. tubo aperto
SD17 bis	35.31	30.00	Pz. Casagrande a 30.00 m
SD18	23.57	33.40	Pz. tubo aperto
SD18 bis	20.48	25.00	
SD19	21.09	30.00	Pz. Casagrande a 30.00 m
SD19 bis	31.43	30.00	Pz. Casagrande a 30.00 m
SD19 bis distr	31.43	3.00	
SD20	18.82	20.00	
SD21	25.79	35	Pz. Casagrande a 33.00 m
SD22	18.10	38.00	Tubo Cross Hole
SD24	17.62	35.00	Pz. tubo aperto
SD25	17.25	35.00	Pz. tubo aperto
SD26	17.70	30.00	Pz. tubo aperto
SD27	27.39	35.00	Pz. tubo aperto
SD27 bis	27.29	25.00	Pz. Casagrande a 21.00 m
SD28	11.10	35.00	
SD29	10.43	25.00	Doppio Pz. tubo aperto
SD30	23.76	35.00	Pz. tubo aperto
SD31	19.21	35.00	Pz. tubo aperto
SD32	26.39	35.00	Pz. tubo aperto
SD32 bis	22.63	25.00	Pz. Casagrande a 24.50 m
SD33	29.22	20.00	Pz. Casagrande a 19.00 m
SD34	24.51	35.00	Pz. Casagrande a 33.00 m
SD35	28.33	35.00	Pz. tubo aperto
SD35 bis	30.09	25.00	Pz. tubo aperto

SD36	64.64	25.00	Pz. tubo aperto
SD37	60.41	23.00	Pz. Casagrande a 21.00 m
SD38	48.10	25.00	Pz. Casagrande a 19.00 m
SD38 bis	26.00	35.00	Tubo Cross Hole
SD39	18.25	20.00	Pz. tubo aperto
SD40	23.36	30.00	Pz. tubo aperto
SD41	21.40	30.00	Pz. tubo aperto

Pozzetto	Quota (m s.l.m.)	Profondità (m da p.c.)
PzD1	16.09	4.00
PzD2	22.45	4.00
PzD3	23.37	4.00
PzD4	13.65	4.00
PzD5	13.62	4.00
PzD6	17.86	4.00
PzD7	13.58	4.00
PzD8	23.61	1.40
PzD9	29.88	0.80
PzD10	30.96	1.20
PzD11	35.93	1.90
PzD12	37.89	2.90
PzD13	36.81	3.80
PzD14	32.87	4.00
PzD15	26.13	4.00
PzD16	20.63	4.00
PzD17	20.74	4.00
PzD18	28.74	4.00
PzD19	21.95	4.00
PzD20	18.11	4.00
PzD21	17.34	4.00
PzD22	29.39	4.00
PzD23	27.37	4.00
PzD24	16.43	4.00
PzD25	11.93	4.00
PzD27	18.79	4.00

PzD28	22.39	1.80
PzD29	23.50	4.00
PzD30	19.13	4.00
PzD31	21.34	2.70
PzD32	22.16	4.00
PzD33	25.98	4.00
PzD34	27.30	0.70
PzD35	22.56	2.80
PzD36	24.66	1.80
PzD37	29.06	3.00
PzD38	36.53	1.10
PzD39	24.20	1.50
PzD40	20.62	2.80
PzD41	19.41	2.70
PzD43	24.59	4.00

6. SISMICITA' DELL'AREA

6.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

In accordo con la Normativa italiana di riferimento per il presente progetto (O.P.C.M. N° 3274 del 20/03/2003 e successive modifiche e integrazioni; Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008), la classificazione della categoria di sottosuolo viene eseguita sia sulla base dei valori di $N_{SPT,30}$ risultati delle prove penetrometriche dinamiche tipo SPT eseguite nei sondaggi sia sulla base di misure dirette dei valori di velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità $V_{s,30}$.

Si può ricavare il parametro $N_{SPT,30}$ mediante la relazione:

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}$$

I parametri $N_{SPT,30}$ ricavati sono riportati sinteticamente nella successiva tabella (in alcuni casi i valori di $N_{SPT,30}$ sono valutati fino a profondità massime inferiori a 30 m).

Sondaggio	$N_{SPT,30}$	Categoria sottosuolo
SA1	27,43	C
SA2	11,33	D
SA3	20,93	C
SA4	35,31	C
SA5	28,39	C
SA6	28,74	C
SA7	36,00	C
SA8	8,88	D
SA9	22,24	C
SA10	13,20	D
SA10bis	59,68	B
SA11	38,38	C
SA12	75,96	B

SA13	59,59	B
SA14	76,62	B
SA15	49,17	C
SD1	8,61	D
SD2	8,39	D
SD3	21,95	C
SD4	40,21	C
SD5	24,29	C
SD6	9,63	D
SD7	11,09	D
SD7 bis	14,56	D
SD8	22,41	C
SD9	11,09	D
SD10	14,56	D
SD11	22,41	C
SD12	15,86	C
SD13	23,81	C
SD14	19,10	C
SD14 bis	7,63	D
SD16	12,53	D
SD17	31,89	C
SD17 bis	19,07	C
SD18	19,11	C
SD18 bis	21,03	C
SD19	16,01	C
SD19 bis	37,12	C
SD20	25,11	C
SD21	16,59	C
SD22	21,61	C
SD24	19,31	C
SD25	8,05	D
SD26	18,80	C
SD27	23,47	C
SD27 bis	26,49	C

SD28	39,27	C
SD29	33,49	C
SD30	44,60	C
SD31	27,39	C
SD32	40,73	C
SD32 bis	24,12	C
SD34	44,37	C
SD35	65,49	B
SD35 bis	53,69	B
SD36	56,55	B
SD37	56,97	B
SD38	33,11	C
SD38 bis	75,66	B
SD39	26,20	C
SD40	49,24	C
SD41	35,37	C

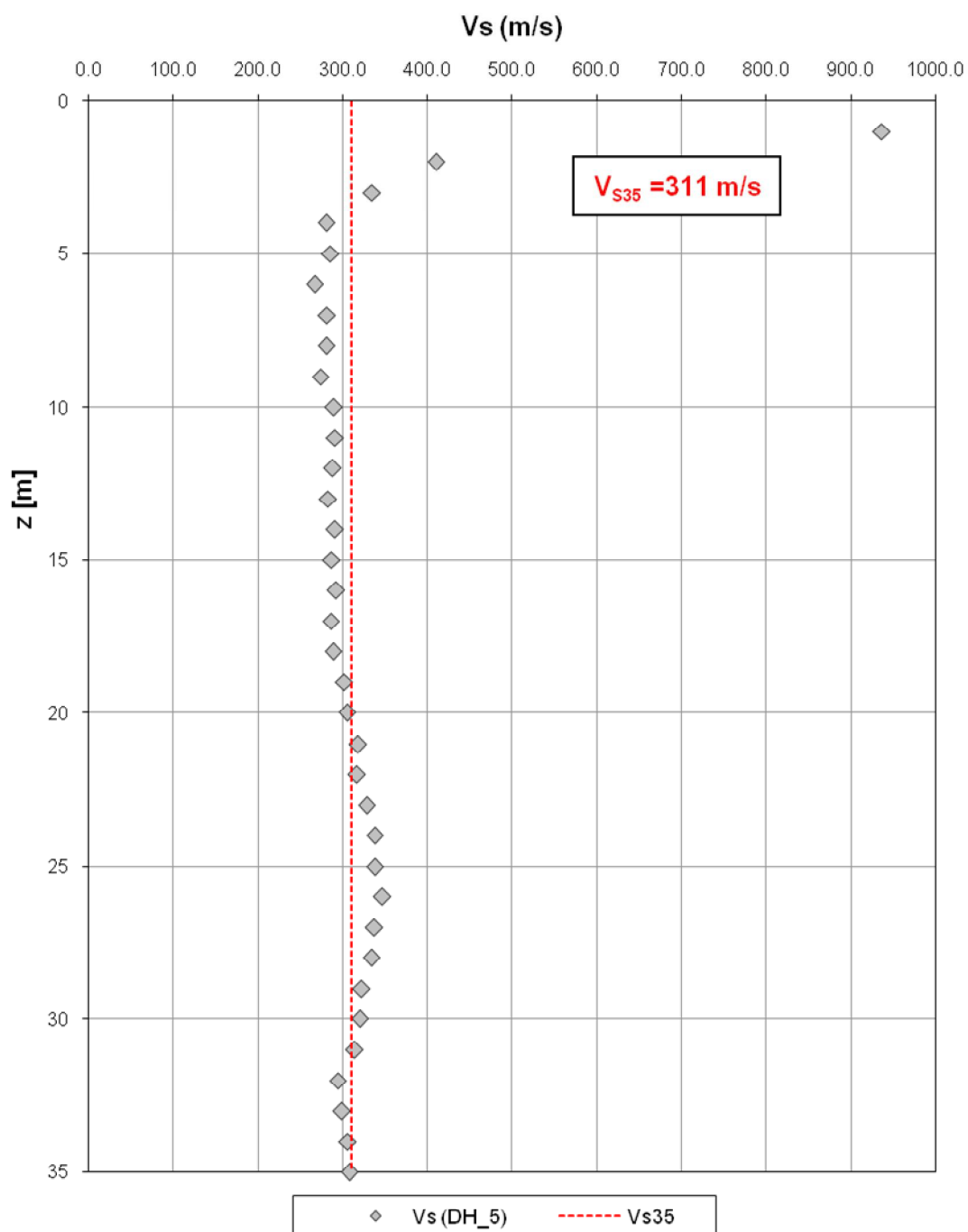
Si può ricavare il parametro $V_{S,30}$ mediante la relazione:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

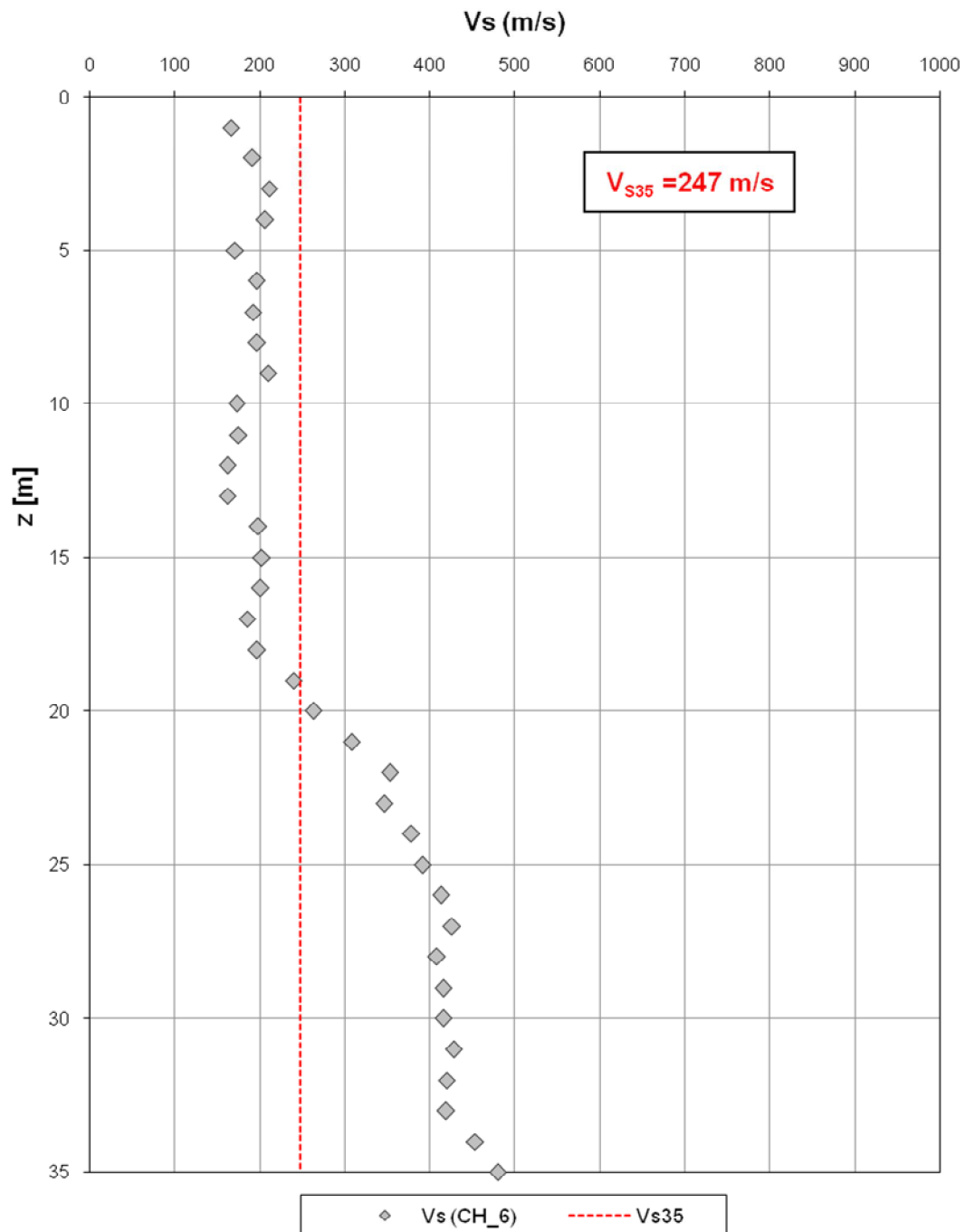
I parametri $V_{S,30}$ ricavati da prove Cross Hole e Down Hole in foro sono riportati sinteticamente nella successiva tabella e illustrati nelle figure che seguono (in realtà i valori di $V_{S,30}$ sono valutati fino a profondità massime di 35 m).

Sondaggio	Prova	$V_{S,30}$	Categoria sottosuolo
SD5	DH	311	C
SD6	CH	247	C
SD12	CH	223	C
SD22	CH	278	C
SD38	CH	468	B

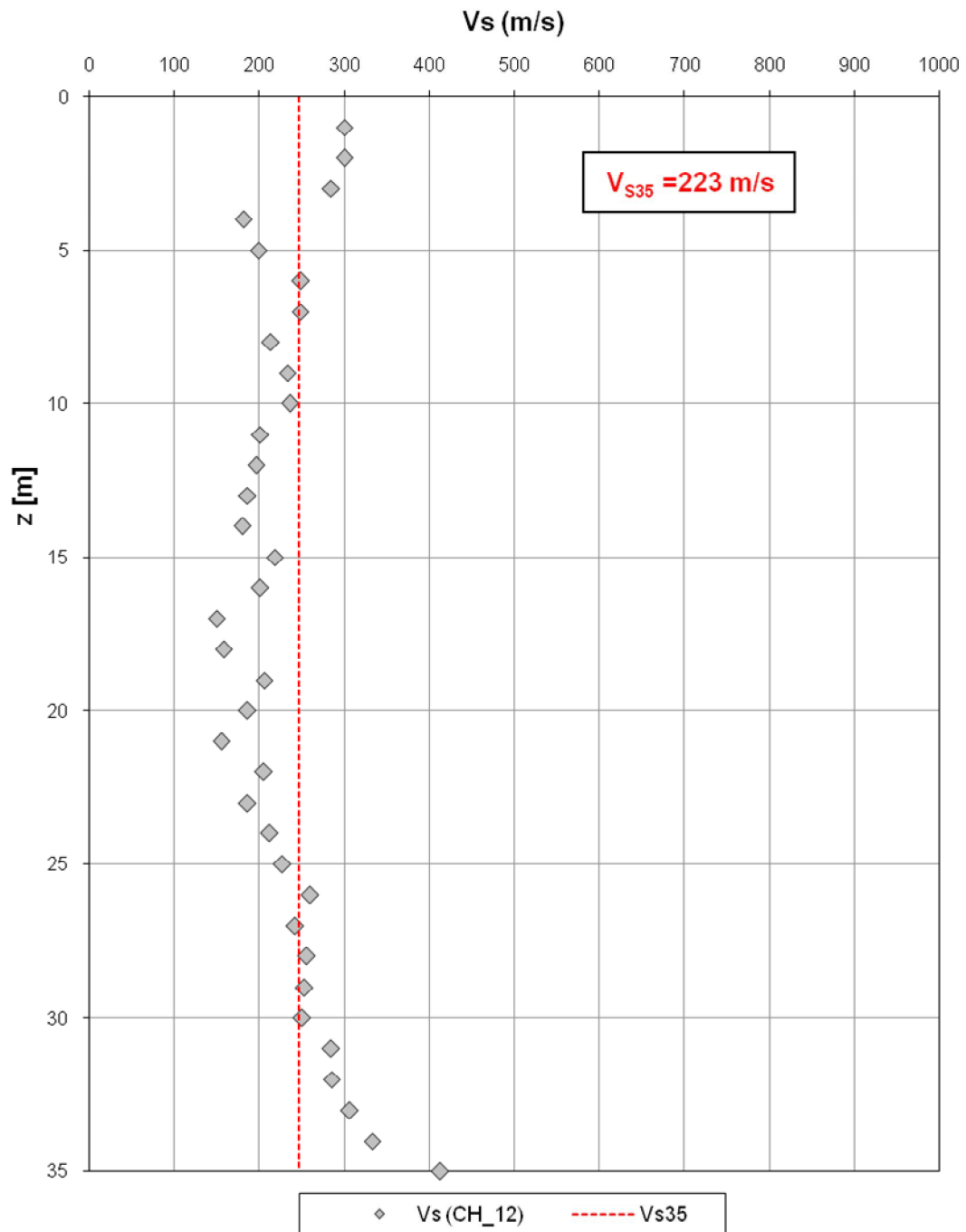
Sondaggio SD 5
Velocità delle onde di taglio da Down-Hole



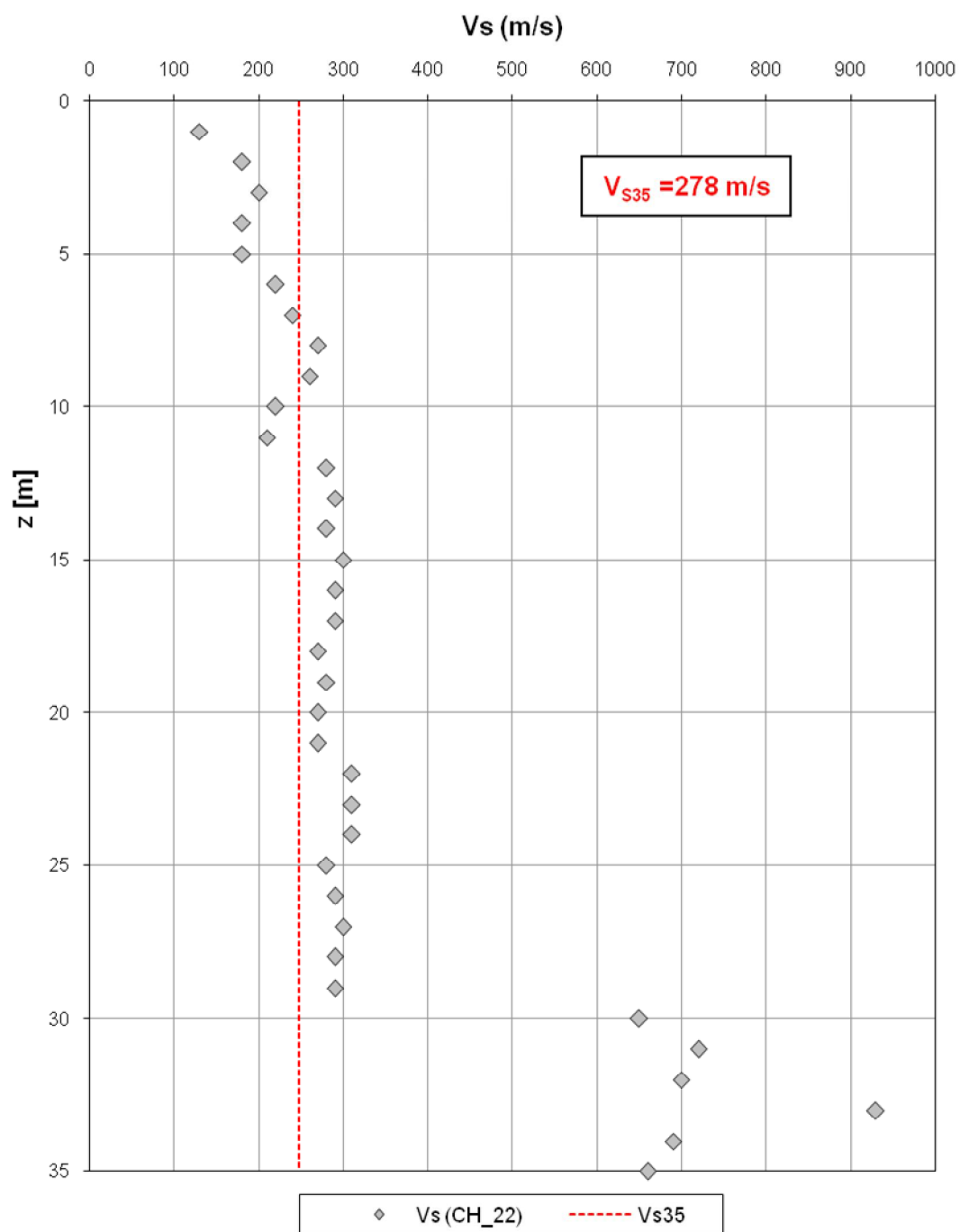
Sondaggio SD 6 Velocità delle onde di taglio da Cross-Hole



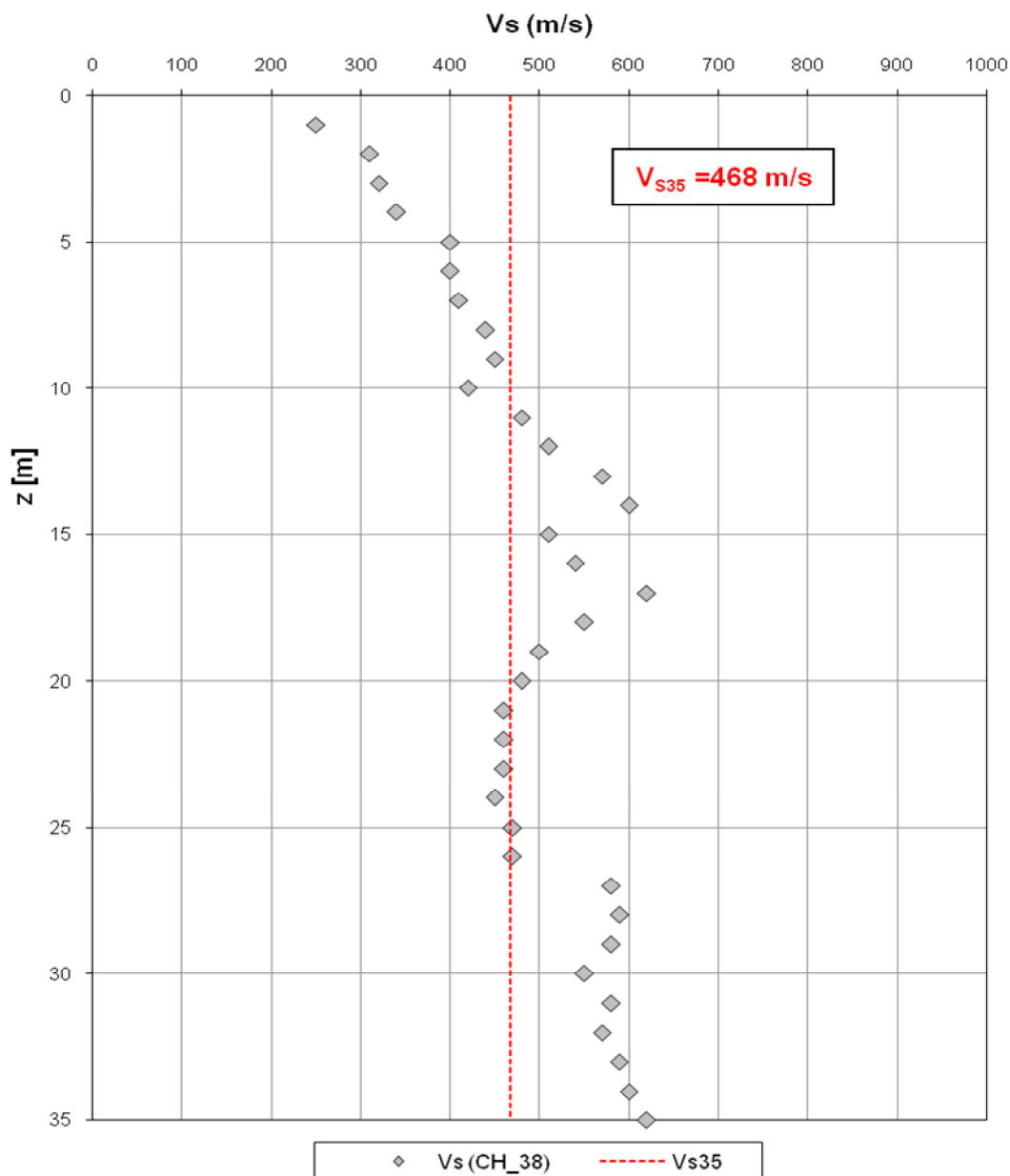
Sondaggio SD 12
Velocità delle onde di taglio da Cross-Hole



Sondaggio SD 22
Velocità delle onde di taglio da Cross-Hole



Sondaggio SD 38 bis
Velocità delle onde di taglio da Cross-Hole



I terreni presenti lungo tutto il tracciato possono dunque essere riferiti generalmente alla categoria di sottosuolo C (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)).*

Localmente, ed in particolare nei fondivalle dove sono presenti depositi alluvionali più recenti, i terreni sono riferibili alla categoria D (*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)*).

Laddove nei due casi precedenti gli spessori risultano inferiori a 20 m, i terreni sono riferibili alla categoria E qualora siano direttamente sovrapposti al substrato con $V_s > 800$ m/s (*Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s)*).

Solo in zone molto limitate e in presenza del substrato argilloso sovraconsolidato affiorante o sub-affiorante i terreni possono essere riferiti alla categoria B (*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)*).

6.2 CATEGORIA TOPOGRAFICA

Trattandosi di zone pianeggianti e pendii con inclinazione inferiore a 15°, si è assunta la categoria topografica T1 (Tabb. 3.2.IV e 3.2.VI - NTC 2008).

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

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

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

6.3 PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Per la determinazione dei parametri sismici secondo quanto previsto dalla recente Normativa italiana di riferimento per il presente progetto (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del 14-01-2008) è stata ricercata l'accelerazione orizzontale massima a_g attesa su suolo di categoria A, sulla base delle coordinate topografiche (latitudine e longitudine) per lo stato limite ultimo SLV (salvaguardia della vita).

Come previsto dai progettisti della strada in esame, è stata assunta una vita nominale dell'opera di $V_N = 50$ anni e una classe d'uso IV (coefficiente d'uso $C_U = 2$).

I valori di a_g variano, lungo la tratta, da un valore minimo di 0.066 g ad un valore massimo di 0.073 g.

Data la scarsa variabilità, si consiglia di adottare il valore massimo $a_g = 0.073$ g.

Trattandosi di zone pianeggianti si è assunta una categoria topografica T1 (vedi paragrafo 6.2).

Per ogni valore di a_g sono stati esaminati i diversi casi di categoria di sottosuolo (vedi paragrafo 6.1), per la determinazione dell'accelerazione massima orizzontale attesa al sito:

$$S = S_S \times S_T$$

S_S = coeff.amplificazione stratigrafica

S_T = coeff.amplificazione topografica = 1

$$a_{max} = a_g \times S$$

accel. massima orizzontale attesa al sito

In particolare, nelle verifiche di stabilità dei tagli e dei rilevati, la determinazione dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v secondo NTC 2008 nell'analisi pseudo statica è avvenuta secondo i seguenti criteri:

$$\beta_s = 0,20$$

coeff. riduttivo di a_{max} (tab.7.11.I NTC2008)

per $a_g/g \leq 0.1$ su suolo di cat. A,B,C,D,E

$$k_h = \beta_s \times a_{max} / g$$

coeff.sismico orizzontale

$$K_v = \pm 0.5 k_h$$

coeff.sismico verticale.

7. TERRENI INTERESSATI DAL PROGETTO

7.1 RIPORTI ANTROPICI E RILEVATI ESISTENTI (RA)

Sono costituiti da materiali granulometricamente molto eterogenei ed eterometrici, arealmente molto diffusi, in particolare nelle zone urbanizzate.

Nell'area in studio i materiali di riporto che interferiscono con le opere in progetto sono costituiti prevalentemente da materiali dei rilevati stradali esistenti.

7.2 Tal

Sono rappresentati da depositi alluvionali, costituiti da argille limose e limi sabbiosi, da poco consistenti a consistenti, sabbie limose, da poco addensate ad addensate, a luoghi ghiaie poligeniche (calcareo silicee e più raramente tufacee) poco evolute presenti nella parte basale, con presenza di minerali e scorie di origine vulcanica; possibili resti torbosi, carboniosi e concrezioni calcitiche (calcinelli).

Si incontrano in diverse tratte del progetto, in corrispondenza delle incisioni di fossi, anche minori; presentano generalmente spessori modesti che arrivano a valori massimi dell'ordine dei 20 m in corrispondenza dell'incisione del Fosso dei Tre Denari e dell'ordine dei 30 m in corrispondenza della valle del Fosso di Palidoro.

7.3 Tsl

Sono rappresentati dai depositi pleistocenici sabbioso-limosi che ricoprono su vaste aree il substrato locale. Sono costituiti prevalentemente da limi sabbiosi, da consistenti a molto consistenti, sabbie limose e più raramente ghiaie silicee limose con intercalati livelli di calcareniti, e, nella prima parte del tracciato, da sabbie giallastre a luoghi fossilifere, ricche di minerali femici, con livelli e lenti di ghiaie.

Presentano generalmente spessori modesti, dell'ordine massimo della decina di metri. Nella prima parte del tracciato sono ricoperti da terreni tufitici Tft descritti nel seguito.

7.4 Ttf

Sono rappresentati anch'essi da depositi pleistocenici ma di natura prevalentemente piroclastica e ricoprono su vaste aree il substrato locale. Sono costituiti nella prima parte del

tracciato da limi tuffitici, sabbie limose addensate ricche di minerali vulcanici con locali livelli ghiaiosi di natura vulcanica e silicea; intorno al km 27+000 sono costituiti da piroclastiti stratificate, con livelli di pomici.

Presentano generalmente spessori modesti, dell'ordine della decina di metri, e nella prima parte del tracciato sono sovrapposti ai terreni pleistocenici sabbioso-limosi descritti precedentemente.

7.5 Tss

Sono costituiti da terreni sabbiosi sovraconsolidati che rappresentano la frazione sciolta o debolmente cementata della formazione pliocenica del "Macco" che costituisce il substrato locale, affiorante o sub affiorante, tra le progr km 19+000 e km 23+700 nonché dalle frazioni sabbiose sciolte o debolmente cementate delle arenarie cretatiche dell'Unità della "Pietraforte". Sono costituiti prevalentemente da sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi, a luoghi più o meno cementati (calcareniti, arenarie).

7.6 Tas

Sono costituiti dai terreni argillosi e argilloso-limoso-sabbiosi, localmente marnosi, sovraconsolidati, delle formazioni pleistoceniche, plioceniche e mioceniche e da analoghi terreni che rappresentano le frazioni terrose delle formazioni cretatiche (Unità della Pietraforte).

I terreni passano generalmente in profondità a vere e proprie rocce.

7.7 Rma

Sono rocce prevalentemente marnose e arenacee, localmente calcarenitiche e conglomeratiche. Sono riferibili, oltre che al substrato cretatico (Unità della Pietraforte), anche alle porzioni litoidi delle Argille mioceniche e alle calcareniti e arenarie appartenenti al "Macco".

8. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

8.1 GENERALITÀ

La caratterizzazione geotecnica riportata nei paragrafi seguenti riguarda le seguenti formazioni (cfr. profili geotecnici):

Riporti antropici e rilevati esistenti - **RA**

Depositi alluvionali – **Tal**

Terreni sabbioso limosi – **Tsl**

Terreni tuftici – **Ttf**

Sabbie sovraconsolidate - **Tss**

Argille sovraconsolidate – **Tas**

Rocce marnoso arenacee – **Rma**

Ai fini della caratterizzazione dei terreni è stato fatto riferimento, prevalentemente, a:

- Prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nel corso dei sondaggi e nei pozzetti esplorativi;
- Prove penetrometriche dinamiche SPT eseguite nei fori di sondaggio.

Si è inoltre tenuto conto anche dei risultati delle altre prove in sito (CPTU, DMT, sismiche, prove di permeabilità).

8.2 METODOLOGIA DI ANALISI DEI RISULTATI DELLE INDAGINI

8.2.1 Classificazione

La classificazione dei terreni è stata effettuata in modo convenzionale facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio, eseguite sui campioni esaminati, in termini di:

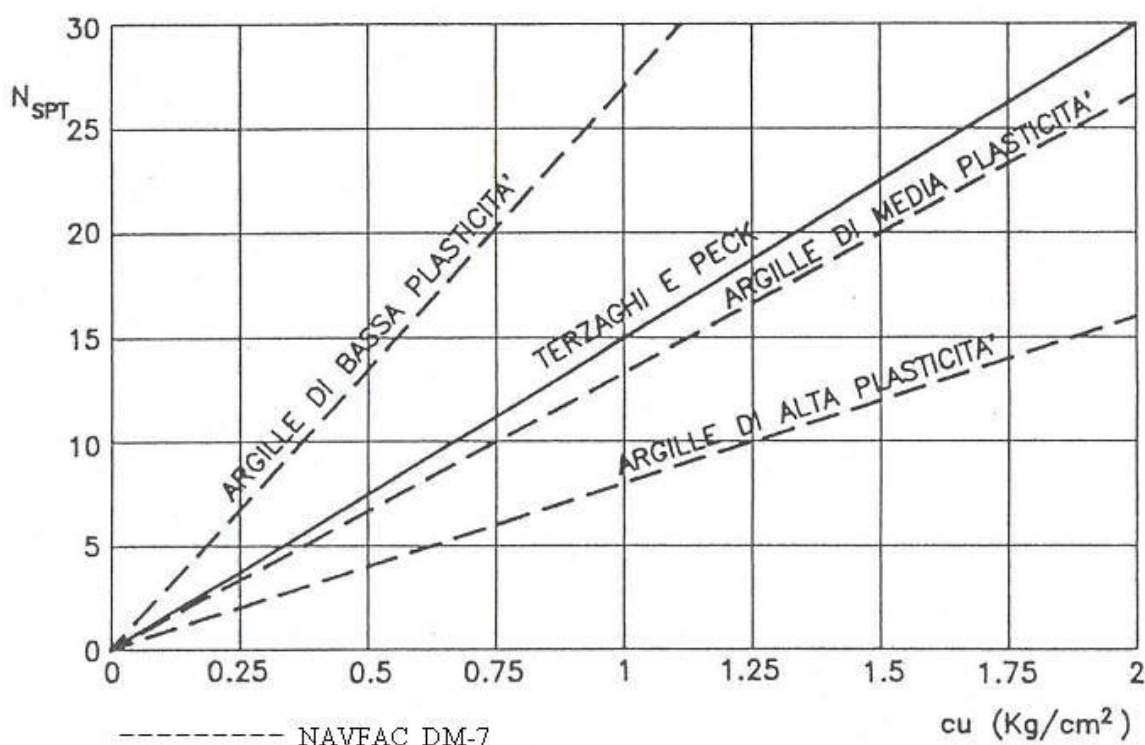
- curve granulometriche;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- pesi di volume;
- contenuti d'acqua naturale;
- indice dei vuoti iniziale.

8.2.2 Determinazione delle caratteristiche di resistenza

8.2.2.1 Resistenza a taglio non drenata nei terreni a grana fina

La resistenza al taglio non drenata c_u è stata valutata facendo riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio (prevalentemente prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU)), sia all'interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche (SPT).

La stima dei valori di c_u dai valori di N_{SPT} è stata effettuata facendo riferimento alle relazioni NAVFAC DM-7 (figura F 1).



F 1. Correlazione $N_{SPT} - c_u$

8.2.2.2 Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci nei terreni a grana fina

I parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci sono stati determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio triassiali (CIU e CD) e prove di taglio diretto (TD).

8.2.2.3 Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci nei terreni a grana grossa

I terreni a granulometria prevalentemente sabbioso-ghiaiosa sono stati caratterizzati da parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci, determinati, oltre che sulla base dei risultati di

prove di laboratorio triassiali (CIU e CD) e prove di taglio diretto (TD), anche sulla base di correlazioni con i risultati delle prove penetrometriche dinamiche (SPT).

I parametri principali per la valutazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità di tali terreni sono rappresentati dalla granulometria e dalla densità relativa (D_r).

Al fine di ricavare le caratteristiche di resistenza al taglio delle unità geotecniche esaminate, si è fatto riferimento a due tipologie di relazioni funzionali tra i parametri geotecnici in esame:

- correlazioni che esprimono il numero di colpi N_{SPT} in funzione della densità relativa consentendo a posteriori la determinazione dell'angolo di attrito mediante la conoscenza della granulometria del materiale in cui è stata effettuata la prova (*Schmertmann [1975]*, *(figura F 2)*). Nel caso in esame il valore della densità relativa D_r è stato valutato mediante le seguenti correlazioni:

-Meyerhof [1957]: $D_R = 21 \sqrt{\frac{N_{SPT}}{(\sigma'_v + 0.7)}}$ dove σ'_v è espresso in kg/cm^2

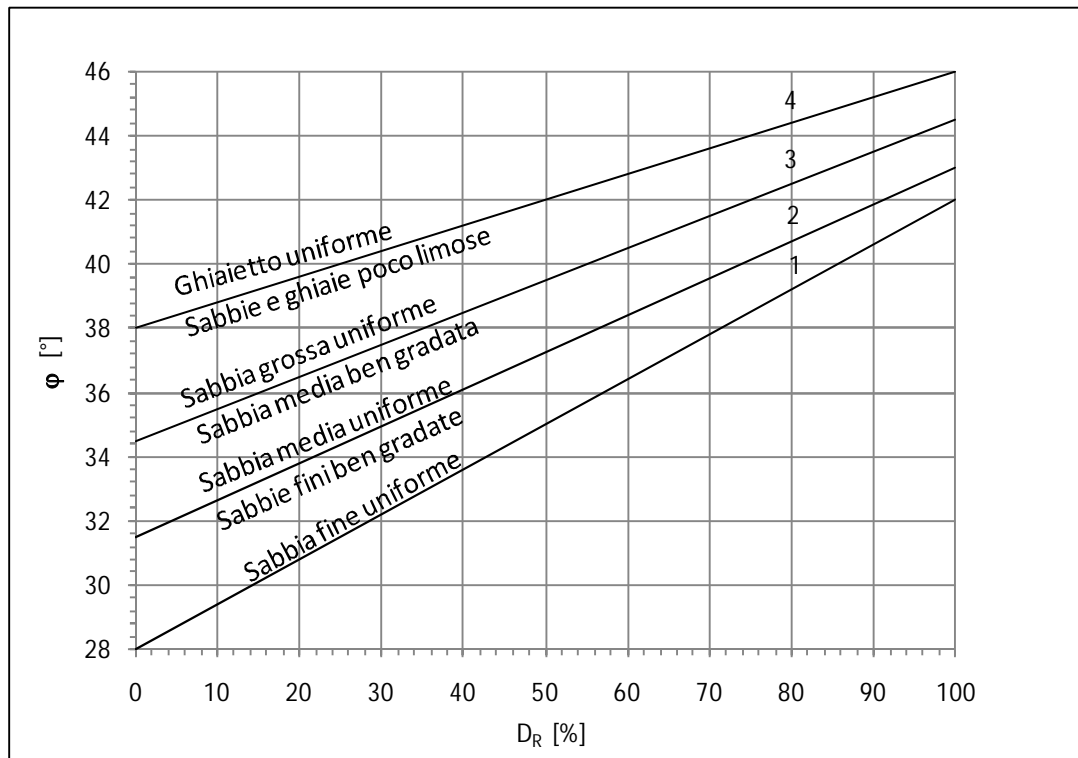
-Schultze e Mezembach [1961]: $\text{Log}_e(D_R) = 0.478 \text{Log}_e(N_{SPT}) - 0.262 \text{Log}_e(\sigma'_v) + 2.84$
dove σ'_v è espresso in kg/cm^2

-Bazaara [1967]: $D_R = \begin{cases} \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 + 0.8\sigma'_v}} & \sigma'_v \leq 73.2 \text{ kPa} \\ \sqrt{\frac{N_{SPT}}{65 + 0.2\sigma'_v}} & \sigma'_v > 73.2 \text{ kPa} \end{cases}$

dove σ'_v è espresso in kPa

Sulla base di numerose evidenze sperimentali riportate in letteratura, è possibile mostrare che per terreni sabbiosi molto fini ($D_{50} < 0.1 \text{ mm}$) l'effetto dell'immersione risulta non trascurabile. Per la ridotta permeabilità di tali terreni infatti, l'avanzamento del campionatore può generare sovrappressioni interstiziali positive o negative che dipendono dallo stato di addensamento del materiale influenzandone i valori di N_{SPT} . E' stato pertanto considerato tale effetto attraverso un valore corretto di N_{SPT} , mediante la seguente espressione (Terzaghi [1948]):

$$N'_{SPT} = 15 + 0.5 (N_{SPT} - 15)$$



F 2. Abaco per la stima dei valori dell'angolo di attrito in funzione della densità relativa e della granulometria (Schmertmann, 1975)

- correlazioni che esprimono il valore dell'angolo d'attrito efficace ϕ' direttamente in funzione del numero di colpi N_{SPT} (figura F 3)

Sono state adottate le seguenti correlazioni:

-De Mello [1971]:

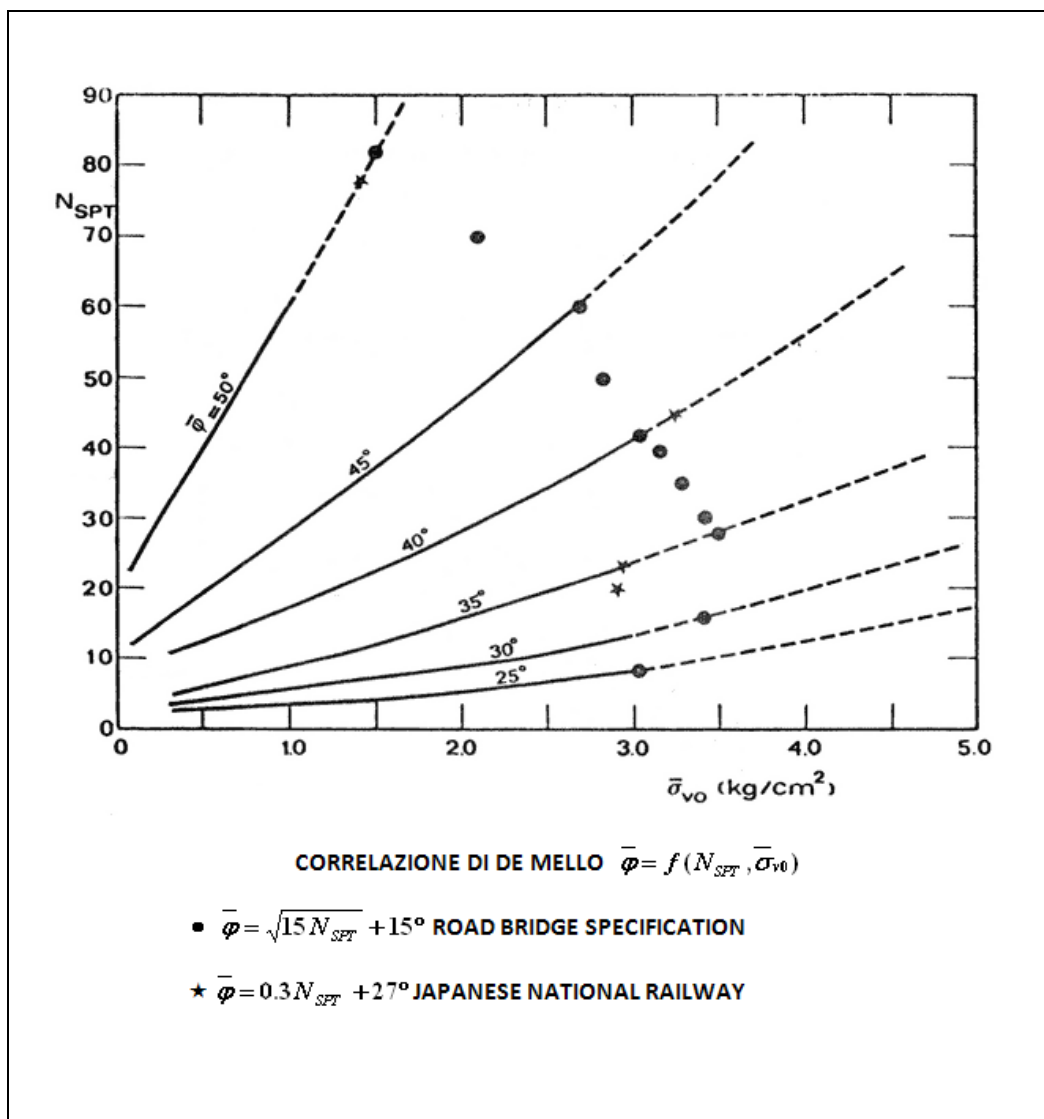
$$\phi' = 19 - 0.38\sigma + 8.73 \text{Log}(N_{SPT})$$

Valida per le sabbie; inattendibile per profondità < 2 m da p.c. e per valori di $\phi' > 38^\circ$.

-Road Bridge Specification[1971]: $\phi' = \sqrt{15N_{SPT}} + 15^\circ$

-Japanese National Railway: $\phi' = 0.3N_{SPT} + 27^\circ$

Anche in queste correlazioni il valore di N_{SPT} è stato corretto, per i terreni sotto falda, mediante l'equazione di Terzaghi [1948].



F 3. Abaco per la stima dei valori dell'angolo di attrito in funzione della pressione litostatica efficace e del numero di colpi SPT (De Mello, 1971)

8.2.3 Determinazione delle caratteristiche di deformabilità

8.2.3.1 Moduli "iniziali" e moduli "operativi"

I valori del modulo di taglio G_0 e del modulo di elasticità E_0 iniziali sono stati ricavati a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio (V_s) ottenute indirettamente a partire dai valori di N_{SPT} .

La velocità di propagazione delle onde di taglio può essere valutata indirettamente, dai risultati della prova penetrometrica dinamica SPT, per mezzo dell'equazione di Ohta e Goto (1978):

$$V_s = 67.3 \cdot N_{SPT\ 60\%}^{0.17} \cdot z^{0.2} \cdot A \cdot B \quad (\text{Ohta e Goto [1978]})$$

dove:

$N_{SPT\ 60\%}$ = numero di colpi/piede corretto per tenere conto dei fenomeni dissipativi durante il passaggio da energia cinetica del maglio a onda di energia di compressione delle aste (Schmertmann, 1978). Nel caso in esame, in mancanza di dati diretti è stato assunto:

$$N_{SPT\ 60\%} = N_{SPT}$$

z = profondità di calcolo (in m dal p.c.) della velocità di propagazione delle onde di taglio

A = fattore che tiene conto dell'età geologica del deposito (vedi tabella T 1)

B = fattore che tiene conto della granulometria del deposito (vedi tabella T 2)

A	Depositi recenti	Depositi antichi
	1.0	1.3

T 1. Coefficiente "A" funzione dell'epoca geologica del deposito

B	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
	1.45	1.15	1.14	1.09	1.07

T 2. Coefficiente "B" funzione della composizione granulometrica del deposito

Il modulo di taglio a piccolissime deformazioni può essere quindi ricavato dalla seguente espressione:

$$G_0 = V_s^2 \cdot \gamma / g$$

dove:

γ = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3

g = accelerazione di gravità pari a $9.81\ m/sec^2$

Pertanto risulta:

$$E_0 = 2 G_0 (1+\nu)$$

ν = modulo di Poisson

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo lineari, basati sulla teoria dell'elasticità, i moduli di deformabilità "operativi" da associare allo specifico problema al contorno, vengono a dipendere dalle effettive deformazioni indotte e/o dal grado di mobilitazione della resistenza al taglio. Indicativamente, i moduli operativi possono essere stimati come percentuale dei moduli iniziali, adottando generalmente, per il modulo di deformabilità $E_{0,op}$ il valore $E_0/5$ nei calcoli delle opere di fondazione/sostegno ed $E_0/10$ per il calcolo dei cedimenti dei rilevati.

Per la stima dei moduli elastici operativi nei terreni a granulometria prevalentemente sciolta, ed in particolare per le sabbie limose e argillose, a partire dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, si è fatto ricorso a relazioni empiriche che correlano linearmente il modulo di Young con N_{SPT} (Denver, 1982): $E = s_1 N_{SPT} + s_2$.

In particolare sono state adottate le seguenti correlazioni:

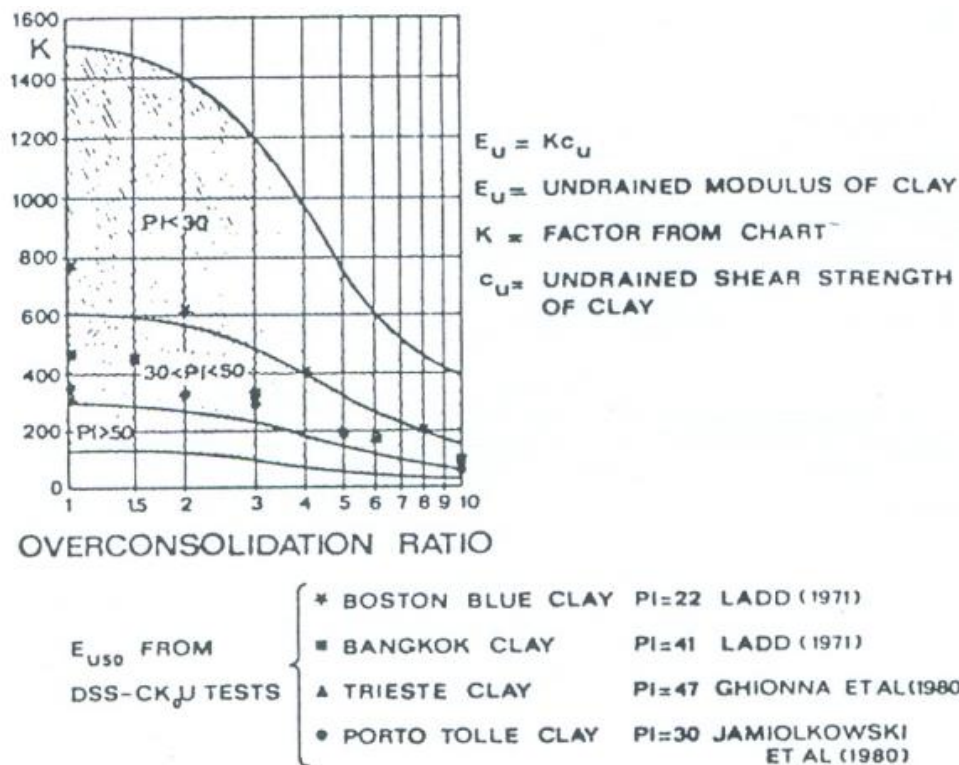
- Webb (1970): $E_{op} = 0.316 N_{SPT} + 1.58$ (MPa), valida per sabbie argillose,
- Webb (1970): $E_{op} = 0.478 N_{SPT} + 7.17$ (MPa), valida per sabbie sature,
- D'Appolonia e. al. (1970): $E_{op} = 1.043 N_{SPT} + 36.79$ (MPa), valida per sabbie OC,
- D'Appolonia e. al. (1970): $E_{op} = 0.756 N_{SPT} + 18.75$ (MPa), valida per sabbie e ghiaie NC.

Per sabbie fini e sabbie fini limose è stata adottata inoltre la seguente correlazione parabolica:

$E = 7\sqrt{(N_{SPT})}$ (MPa) ricavata da Tomaghi [1983], Franke [1983] e Ghionna, Lancellotta e Maniscalco [1983] sulla base di valori sperimentali di E misurati con il pressiometro, e da Albert, Hegg e Manassero [1983] sulla base di valori sperimentali di E misurati con lo screw plate.

Infine si sono confrontati i valori proposti dai suddetti Autori con quelli proposti da Schultze e Menzenbach [1961], di validità più generale.

Per la stima dei moduli elastici operativi nelle argille sovraconsolidate si è fatto riferimento alla correlazione di Jamiolkowski et al. [1979]: $E_u = k c_u$ ove k è una costante, funzione del grado di sovraconsolidazione OCR e I_p , e c_u è la coesione non drenata (figura F 4).



F 4. Correlazione tra E_u e c_u in terreni sovraconsolidati coesivi (Jamiolkowski et al. [1979])

8.2.3.2 Moduli di reazione orizzontale per la soluzione statica del problema dei pali caricati orizzontalmente

I valori dei moduli di reazione orizzontale (E_s) nel caso di pali di fondazione soggetti a forze orizzontali agenti in testa, possono essere ottenuti in accordo alla relazione seguente:

$$E_s = k \cdot z \text{ (kPa)}$$

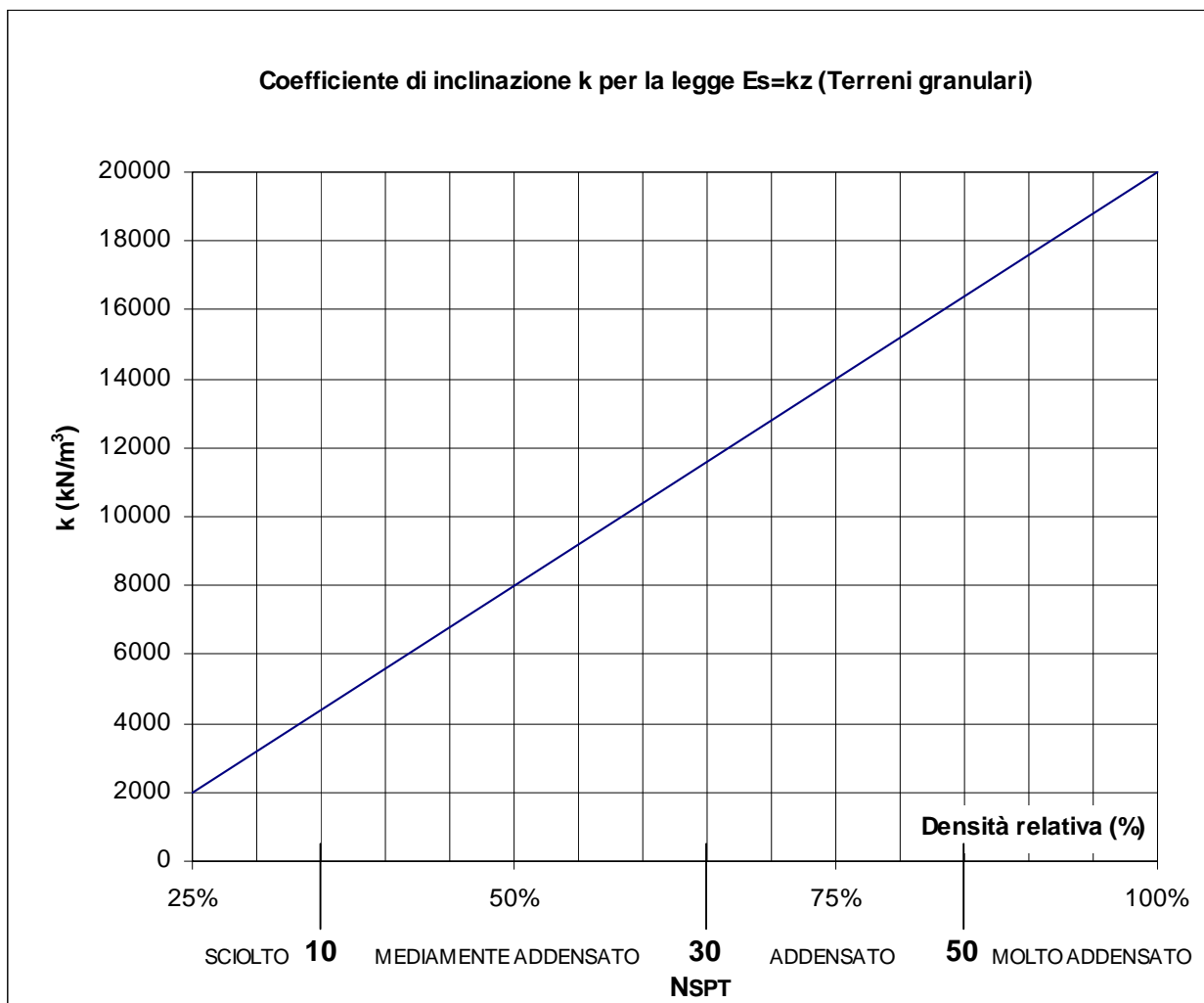
dove:

k = gradiente del modulo di reazione orizzontale con la profondità in kN/m^3 (vedi grafico di figura F 5 rielaborato dalla teoria di Terzaghi [1955] valido per terreni incoerenti in funzione dei valori di N_{SPT})

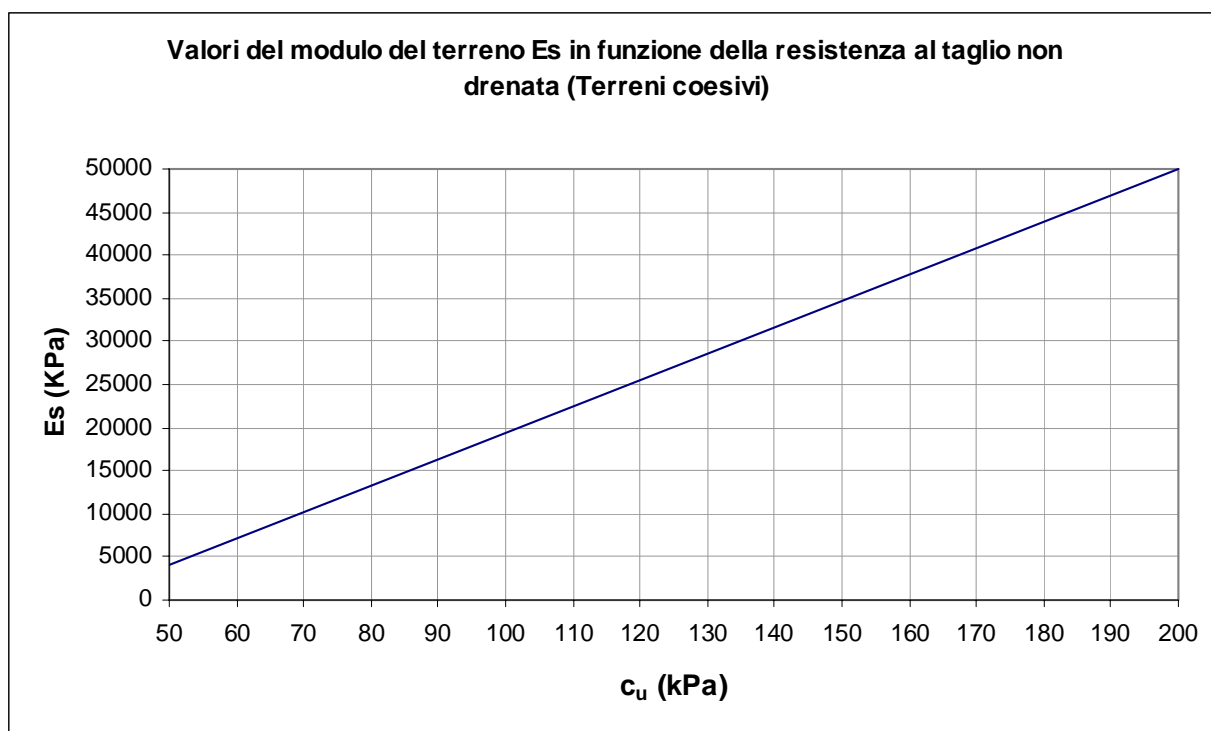
z = profondità da p.c. in m.

Nei terreni coesivi il modulo di reazione orizzontale può assumersi costante.

Nella figura F 6 sono indicati i valori di E_s in funzione della coesione non drenata c_u (rielaborazione dalla teoria di Terzaghi [1955]).



F 5. Grafico per la determinazione del coefficiente di inclinazione k del modulo E_s in terreni granulari (rielaborato dalla teoria di Terzaghi [1955])



F 6. Grafico per la determinazione del modulo E_s in terreni coesivi (rielaborato dalla teoria di Terzaghi [1955])

8.2.3.3 Moduli di reazione nel modello del terreno di Winkler

8.2.3.3.1 Modulo di reazione verticale (o “subgrade reaction”)

Dal punto di vista fisico, il mezzo alla Winkler può essere assimilato ad un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Il coefficiente di reazione del terreno è, per definizione, il rapporto fra carico e cedimento.

Il modello di Winkler (Winkler, 1867; Heteny, 1946) consiste pertanto nel caratterizzare il sottosuolo assumendo una relazione lineare tra il cedimento e la pressione di contatto; si assume quindi:

$$p = k_v \cdot w$$

dove:

$$k_v = \text{costante di sottofondo o coefficiente di reazione del terreno [KN/m}^3\text{]}$$

In un terreno reale il cedimento dipende, non solo dal valore del carico, ma anche dalle proprietà del terreno, dalla costituzione del sottosuolo, nonché dalla forma e dalle dimensioni della fondazione.

Per seguire un metodo semplificato e speditivo si può fare ricorso al valore k_1 di k_v , determinato con una prova di carico su piastra standard di forma quadrata o circolare, con lato o

diametro di 30 cm. Pertanto, avendo fissato la forma e le dimensioni della piastra, il valore di k_1 dipende solamente dal tipo di terreno.

Valori tipici di k_1 sono riportati nella tabella T 3 per terreni coesivi sovraconsolidati e nella tabella T 4 per terreni incoerenti.

Consistenza	Compatta ($c_u=50\div 100$ kPa)	Molto compatta ($c_u=100\div 200$ kPa)	Dura ($c_u>200$ kPa)
Campo	18÷35	35÷70	>70
Valore consigliato	25	50	100

T 3. Valori di k_1 (N/cm³) per terreni coesivi

Tipo di sabbia		Stato di addensamento		
		Sciolto	Medio	Denso
Non satura	Campo	7÷20	20÷100	100÷350
	Valore consigliato	15	50	175
Satura		10	30	110

T 4. Valori di k_1 (N/cm³) per terreni incoerenti

In prima approssimazione, e nel campo di profondità di interesse per una fondazione diretta, un terreno coesivo sovra consolidato può essere assimilato ad un mezzo elastico omogeneo. Per un siffatto mezzo, il cedimento w_1 della piastra standard di lato $b=30$ cm vale:

$$w_1 = \frac{pb}{E}(1 - \nu^2)I_1$$

Mentre il cedimento di una trave di fondazione di larghezza B vale:

$$w = \frac{pb}{E}(1 - \nu^2)I$$

Si ha allora:

$$\frac{k}{k_1} = \frac{w}{w_1} = \frac{bI_1}{BI}$$

Dalla quale, tenendo conto dei valori dei coefficienti I_1 (quadrato, cerchio) ed I (striscia indefinita), si ottiene:

$$k = k_1 \frac{b}{1.5B}$$

In un terreno incoerente, invece, per effetto dell'aumento delle tensioni litostatiche con la profondità il cedimento cresce con la dimensione in pianta della fondazione secondo una legge meno che lineare e tende ad un asintoto: un tale comportamento può essere modellato secondo un semispazio elastico con modulo di Young crescente con la profondità (mezzo "alla Gibson"), oppure con uno strato elastico di spessore finito poggiate su un substrato indeformabile.

Tuttavia, per la caratterizzazione dei materiali incontrati nel presente Progetto, si è fatto riferimento alla legge empirica di Terzaghi e Peck (1948) nella quale non vi è una significativa dipendenza del cedimento dalla forma della fondazione:

$$w = w_1 \left(\frac{2B}{B+b} \right)^2$$

In cui:

b = lato della piastra ($b = 30$ cm)

B = larghezza della fondazione (generalmente $B = 1$ m)

w_1 = cedimento della piastra di lato b

Risulta quindi:

$$k_v = k_1 \left(\frac{B+b}{2B} \right)^2$$

Per chiarezza espositiva, di seguito il modulo di reazione verticale k_v verrà denominato "K_{winkler vert}".

8.2.3.3.2 Modulo di reazione orizzontale

L'espressione generale alla quale si è fatto riferimento per la stima del modulo di reazione orizzontale è la seguente (Bowles, 1984):

$$k_s = A_s + B_s Z$$

dove:

$$A_s = C(c'N_c + 0.5\gamma'BN_\gamma)$$

$$B_s = C\gamma'N_q$$

con

$C = 40$ in unità SI

In queste formule si possono impiegare i coefficienti di Terzaghi o Hansen per il calcolo della capacità portante.

Queste stime di k_s consentono di ottenere valori affidabili delle sollecitazioni flessionali, ma gli spostamenti possono essere affetti da errore, in quanto direttamente dipendenti dal valore di k_s assunto. Al contrario, la resistenza passiva del terreno risulta quasi indipendente da k_s su un ampio intervallo di valori; pertanto il controllo della resistenza passiva a valle delle strutture di sostegno deve essere sempre condotto, anche quando si stima il valore di k_s con il metodo proposto da Bowles, che sembrerebbe portare già in conto le caratteristiche di resistenza del terreno.

Per chiarezza espositiva, di seguito il modulo di reazione orizzontale k_s verrà denominato “ $K_{\text{winkler orizz}}$ ”.

8.3 Tal

8.3.1 Analisi di laboratorio

Nel corso dell'esecuzione dei sondaggi e dei pozzetti sono stati prelevati n. 93 campioni di terreno, tra indisturbati, rimaneggiati e materiale da SPT.

Caratteristiche fisiche

Dalle analisi eseguite sui campioni prelevati, la formazione Tal ha presentato contenuti granulometrici variabili nei seguenti intervalli:

argilla= 0.00% ÷ 66.36 % mediamente 26.71 %

limo= 8.55% ÷ 61.82% mediamente 31.41 %

sabbia= 0.16% ÷ 85.71% mediamente 36.87 %

ghiaia= 0.00% ÷ 50.82% mediamente 6.63 %

Il contenuto d'acqua naturale (w_n) risulta compreso tra 18.19% e 56.70% (figura F 7).

L'indice dei vuoti iniziale (e_0) risulta compreso tra 0.51 e 1.42, mediamente pari a 1.00 (figura F 8).

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) variano generalmente entro i seguenti valori (figura F 9):

LL = limite liquido = 27.42% ÷ 80.82%

IP = indice di plasticità = 8.00% ÷ 54.62%

Facendo riferimento ai campioni indisturbati esaminati, il peso di volume naturale è risultato variabile nel campo: $\gamma_n = 15.90 \div 20.65 \text{ kN/m}^3$ con media $\gamma_n = 18.06 \text{ kN/m}^3$ (figura F 10).

Caratteristiche di resistenza al taglio

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite n. 18 prove di taglio diretto (TD) e n. 14 prove triassiali non consolidate non drenate (TxUU).

Dai risultati delle prove di taglio diretto, i valori ottenuti, in termini di angolo di attrito e coesione, risultano pari a (figura F 11):

$c' = 0.00 \div 70.66 \text{ kPa}$, mediamente pari a 20.60 kPa;

$\varphi' = 13.1^\circ \div 35.6^\circ$, mediamente pari a 23.4°.

Le prove triassiali TxUU forniscono valori della resistenza al taglio non drenata pari a:

$c_u = 39.10 \div 221.90 \text{ kPa}$, mediamente pari a 86.66 kPa

Caratteristiche di deformabilità

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite n. 10 prove di compressione edometrica, che hanno fornito i seguenti risultati (relativi a intervalli di pressione prossimi a quelli litostatici efficaci, se risulta presente la curva di ricarico, oppure relativi ad intervalli di pressione di poco superiori a quelli litostatici efficaci, in caso di presenza di sola curva di primo carico):

Modulo edometrico: $E_{ed} = 2613 \div 19234 \text{ kPa}$, mediamente pari a 9654 kPa (vedi figura F 12);

Coefficiente di consolidazione: $c_v = 7.08E-05 \div 2.81E-03 \text{ cm}^2/\text{sec}$, mediamente pari a $c_v = 1.12E-03 \text{ cm}^2/\text{sec}$.

Nelle tabelle T 1, T 2 e T 3 viene riportata una sintesi dei risultati delle analisi di laboratorio eseguite sui campioni prelevati.

8.3.2 Indagini geotecniche in sito

Caratteristiche di resistenza al taglio

Nel corso della perforazione dei sondaggi sono state eseguite n. 88 prove penetrometriche dinamiche le quali hanno fornito valori di N_{SPT} variabili tra 4 e rifiuto, con valore medio,

considerando $N_{SPT} = 100$ i rifiuti, pari a 15; i valori massimi si presentano prevalentemente tra 6 e 11 m da piano campagna, in corrispondenza dei livelli a granulometria più grossolana (figura F 14).

Sulla base delle prove penetrometriche dinamiche, in condizioni di tensioni efficaci, la formazione Tal può complessivamente essere caratterizzata dai seguenti parametri:

$Dr = 32 \div 100\%$, mediamente pari a 63% (Meyerhof [1957]) (figura F 15);

$Dr = 32 \div 100\%$, mediamente pari a 64% (Schultze e Mezembach [1961]) (figura F 15);

$Dr = 23 \div 78\%$, mediamente pari a 43% (Bazaara [1967]) (figura F 15);

$\varphi' = 32 \div 43^\circ$, mediamente pari a 37° (Schmertmann [1975], Meyerhof [1957]) (figura F 16);

$\varphi' = 33 \div 43^\circ$, mediamente pari a 37° (Schmertmann [1975], Schultze e Mezembach [1961]) (figura F 16);

$\varphi' = 31 \div 41^\circ$, mediamente pari a 34° (Schmertmann [1975], Bazaara [1967]) (figura F 16);

$\varphi' = 24 \div 34^\circ$, mediamente pari a 28° (De Mello [1971]) (figura F 17);

$\varphi' = 28 \div 44^\circ$, mediamente pari a 31° (Japanese National Railway) (figura F 17);

$\varphi' = 23 \div 44^\circ$, mediamente pari a 29° (Road Bridge Specification [1971]) (figura F 17).

Dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, si ritiene pertanto ragionevole adottare per tale formazione il seguente range di valori di resistenza al taglio in condizioni drenate espressi dal solo angolo di attrito:

$$\varphi' = 30^\circ \div 35^\circ$$

Tali valori risultano pienamente confermati dai risultati delle prove di laboratorio che consentono la stima della quota parte di resistenza attribuibile alla coesione drenata c' a fronte di valori di angolo di attrito inferiori.

Sempre sulla base delle prove penetrometriche dinamiche SPT, in condizioni di tensioni totali, la formazione Tal può complessivamente essere caratterizzata dai seguenti valori di resistenza al taglio non drenata:

$$c_u = 26 \div 654 \text{ kPa, mediamente pari a } 101 \text{ kPa (NAVFAC [1971]). (vedere figura F 18).$$

Caratteristiche di deformabilità

Dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, l'intervallo di valori del modulo elastico a piccole deformazioni E_0 e del modulo di taglio G_0 stimati mediante la correlazione di Ohta e Goto [1978] e rappresentativi della formazione in esame, è risultato:

$$E_0 = 55 \div 337 \text{ (MPa), mediamante pari a } 132 \text{ MPa (figura F 19).$$

$$G_0 = 21 \div 129 \text{ (MPa), mediamante pari a } 51 \text{ MPa (figura F 19).$$

I moduli di Young operativi (E_{op}), da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e opere di sostegno, sono dell'ordine di $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$.

Tuttavia, se in corrispondenza dei livelli a granulometria sabbiosa tale correlazione risulta fornire valori ragionevoli dei moduli elastici, invece in corrispondenza delle frazioni a granulometria fina (limi argillosi, argille limose), a fronte di un modesto modulo edometrico, così come risultante dalle prove di compressione edometrica eseguite in laboratorio sui campioni indisturbati, tale correlazione appare sovrastimare eccessivamente i valori del modulo elastico E_0 (e pertanto del modulo elastico operativo), rispetto ai valori che ci si attenderebbero per la formazione in corrispondenza dei livelli più fini.

Pertanto si è convenuto che l'applicazione della correlazione empirica di Webb (1970), idonea per le sabbie argillose, porti a stimare mediamente un modulo elastico operativo decisamente più rappresentativo del deposito nel suo insieme.

Secondo tale approccio, infatti, l'intervallo di valori del modulo elastico rappresentativi della formazione in esame è risultato il seguente:

$E = 2.8 \div 33.2$ MPa, mediamente pari a 6.5 MPa (figure F 20) (WEBB, 1970 per sabbia argillosa). Nella figura F 21 è riportato un confronto tra Ohta e Goto [1978] (assumendo $E_{op} = 1/0 E_0$) e Webb (1970).

Nella figura F 22 sono posti a confronto i valori dei moduli elastici operativi ottenuti secondo SCHULTZE & MENZENBACH (1961) $E = 9 \div 37$ MPa, mediamente pari a 15 MPa e con quelli ottenuti dalla interpolazione di dati sperimentali con pressiometro e screw plate su sabbie e sabbie fini limose (rif. Tornaghi, Franke, Ghionna-Lancellotta-Maniscalco e Albert-Hegg-Manassero, 1983) $E = 14 \div 53$ MPa, mediamente pari a 25 MPa.

Caratteristiche di permeabilità

Le prove di permeabilità tipo Lefranc eseguite sui terreni Tal sono riassunte nella tabella che segue:

sondaggio	tratto prova m da p.c.	Tipo prova	k cm/sec	k (AGI) cm/sec
6b-SD3	6,0 - 7,0	carico variabile	$2,82 \times 10^{-3}$	$5,79 \times 10^{-3}$
6b-SD4	12,0 - 13,5	carico variabile	$8,74 \times 10^{-4}$	
6b-SD10ter	10,5 - 12,0	carico variabile	$5,18 \times 10^{-5}$	

con valori medi di $k = 1.25 \times 10^{-3}$ cm/sec.

8.3.3 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base dei risultati delle indagini in sito e in laboratorio effettuate, i parametri geotecnici caratteristici assunti per la caratterizzazione della formazione Tal sono riassunti nella seguente tabella:

Tal	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	18
Coesione non drenata c_u (kPa)	60 ÷ 100
Angolo di attrito ϕ' (°)	20 ÷ 24
Coesione drenata c' (kPa)	10 ÷ 30
Modulo edometrico E_{ed} (MPa)	5 ÷ 10
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	10 ÷ 20
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (kN/m³)	10000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	5000

Sondaggio	Campione	Tipo di campione	Profondità iniziale	Profondità finale	Profondità falda in foro	γ_{nat}	Gs	γ_d	w _n	w _l	w _p	I _p	I _L	A	I _c	ϵ_0	S	Compressione semplice				Taglio diretto		Triassiale UU	Edometrica					Prove Chimiche	Granulometria ASTM				
																		σ_c	v	E _{sec}	E _{tg}	c'	ϕ	σ_u	σ'	E _{ed}	C _v	C _u	K	Sostanze organiche	GH	S	L	A	L + A
																		(kPa)	(-)	(MPa)	(MPa)	(kPa)	(°)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(m ² /sec)	(%)	(m/sec)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
SD 1	CI 1		3.0	3.5	2.2	19.5	2.670	16.3	19.5	30.6	n.p.				0.61	86.30					0.0	28.0								0.27	63.49	12.72	23.52	36.24	
SD 1	CR 3		8.6	9.0	2.2					27.4	n.p.																		0.04	75.72	9.12	15.12	24.24		
S 77	SPT 2		10.3	10.8	8.8																														
SD 2	CI 1		3.0	3.6	3.3	18.7		13.7	37.2	62.7	37.6	25.1	-0.02	0.43	1.02						187									3.82	13.64	23.64	58.90	82.54	
SD 2	CI 2		7.5	8.0	3.3	18.9	2.755	14.8	27.3							0.82	91.40				0.0	34.0							0.05	85.71	14.24	0.00	14.24		
SD 2	CR 1		11.3	11.7	3.3					40.0	19.1	21.0		0.68															0.05	40.71	28.62	30.62	59.24		
SD 2	CI 3		13.5	14.0	3.3	17.3	2.596	12.3	40.3	80.8	31.6	49.2	0.18	0.95	0.82	1.07	98.30						123.0	50.5-101.7	14810				0.00	0.96	47.32	51.72	99.04		
SD 2	CR 2		16.0	16.3	3.3																								2.13	77.63	20.24	0.00	20.24		
SD 2	CR 4		18.7	18.9	3.3																								13.43	58.53	28.04	0.00	28.04		
PzD1	Cr1	Rim	1.2							35.2	20.5	14.8		0.78															2.49	44.27	34.38	18.86	53.24		
PzD1	Cr2	Rim	2.4							37.6	22.0	15.6		0.36															0.32	15.44	40.88	43.36	84.24		
SD 6	CI 1		3.0	3.6		18.8		14.6	28.9	45.3	27.2	18.1	0.09	0.51	0.91									83.5				0.26	28.50	36.12	35.12	71.24			
SD 6	CI 2		6.0	6.5		17.9	2.689	12.9	38.8	66.9	36.5	30.4	0.07	0.48	0.93	1.04	100.00				30.0	18.0	69.9	25-50	15630			0.02	0.94	35.92	63.12	99.04			
SD 6	CR 2		13.0	13.5																								14.65	67.11	18.24	0.00	18.24			
SD 6	CI 3		13.5	14.0		17.4	2.692	12.3	40.7	55.8	26.2	29.6	0.49	0.84	0.51	1.14	95.80				3.0	20.0						0.00	3.06	61.82	35.12	96.94			
SD 6	CR 3		19.0	19.5						27.8	16.5	11.4		2.83														6.38	67.28	22.32	4.02	26.34			
SD 7	SPT 5		7.0	7.5																								13.27	50.19	28.42	8.12	36.54			
SD 7	CI 1		8.5	9.0		18.5	2.672	14.5	27.3	40.8	16.2	54.6	0.45	2.43	0.55	0.81	90.40						56.8	57-112	15850			0.20	38.56	51.12	10.12	61.24			
SD 7	SPT 6		15.5	16.0																								31.45	32.31	26.42	9.82	36.24			
SD 7	CI 2		18.0	18.6		18.2	2.680	13.5	34.8						0.95	99.00					3.7	26.0		200-400	5660	2.23E-03		3.87E-10	0.03	34.13	52.72	13.12	65.84		
SD 7	CI 3		24.0	24.6		17.7	2.685	13.4	32.3	27.5	18.6	8.9	1.55	0.31	-0.55	0.97	89.40						97.5					0.26	21.50	49.12	29.12	78.24			
SD 7	CI 4		30.0	30.5		17.6	2.603	12.8	38.0	55.4	21.2	34.3	0.49	1.09	0.51	1.01	98.30				30.9	24.0					0.85	27.91	38.72	31.52	70.24				
SD 7	CI 5		36.5	37.0		17.1	2.627	13.1	30.6						0.98	83.10					0.0	26.0					0.73	43.03	33.12	23.12	56.24				
PzD5	Cr1	Rim	1.1							39.2	19.9	19.4		0.50														0.15	17.01	44.32	38.52	82.84			
PzD5	Cr2	Rim	2.6								n.p.																	10.54	49.62	29.32	10.52	39.84			
SD 7 bis	CI 1		3.0	3.5	2.0	19.1		14.5	31.6																			1.49	61.27	28.72	8.52	37.24			
SD 7 bis	CR 1		4.0	4.5																								2.61	38.15	49.12	10.12	59.24			
SD 7 bis	SPT 3		6.0	6.5																								1.07	66.59	22.22	10.12	32.34			
SD 7 bis	CR 2		7.0	7.8																								50.82	36.94	12.24	0.00	12.24			
PzD4	Cr1	Rim	1.8							38.4	20.0	18.4		0.57														0.83	23.23	43.72	32.22	75.94			

T 1. sintesi dei risultati delle prove di laboratorio parte 1 – Tal

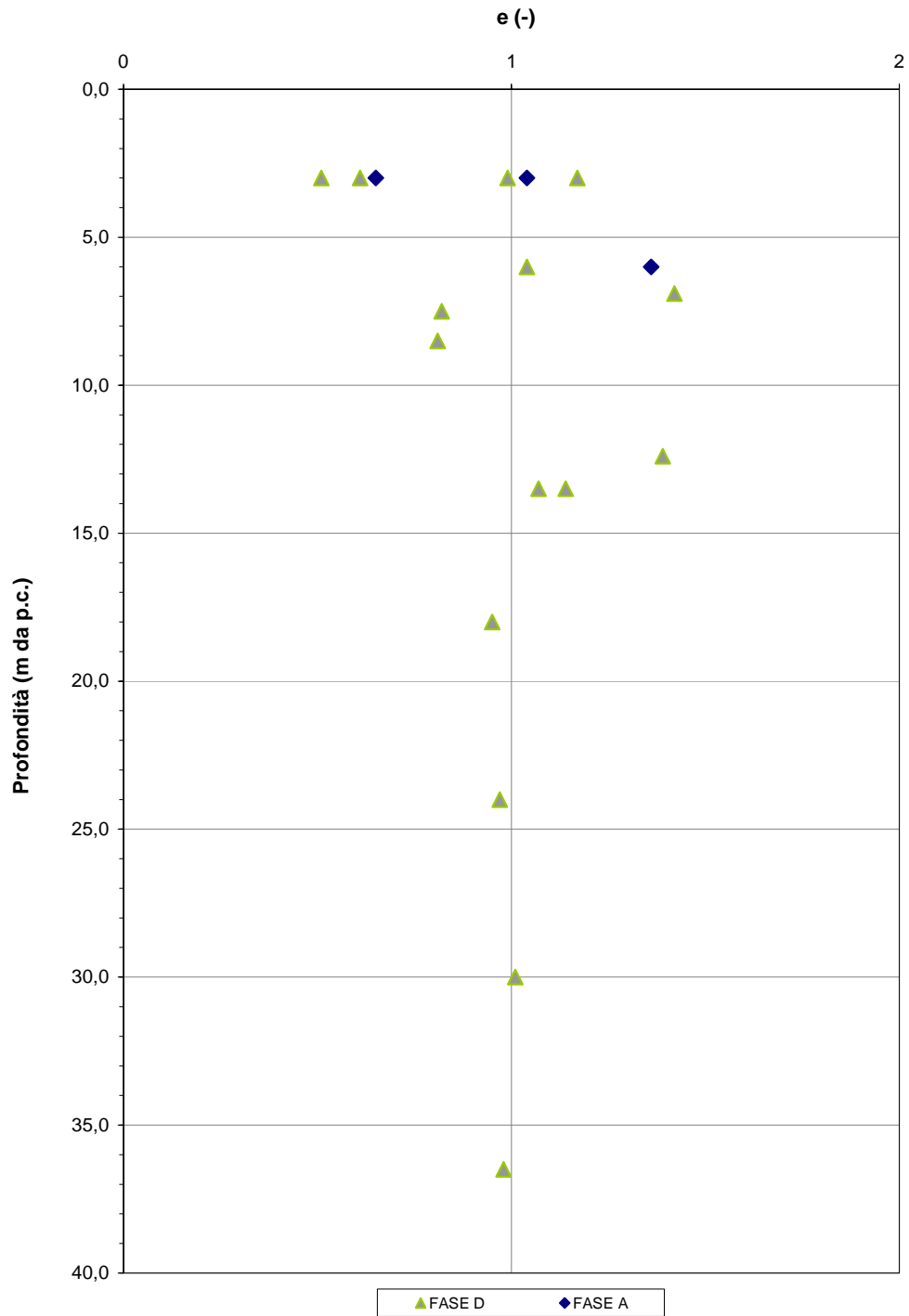
Sondaggio	Campione	Tipo di campione	Profondità iniziale	Profondità finale	Profondità falda in foro	γ_{nat}	Gs	γ_d	w _n	w _l	w _p	I _p	I _L	A	I _c	e _s	S	Compressione semplice				Taglio diretto		Triassiale UU	Edometrica					Prove Chimiche	Granulometria ASTM											
																		σ_c	v	E sec	E tg	c'	φ	c _u	σ'	E _{ed}	C _v	C α	K	Sostanze organiche	GH	S	L	A	L + A							
			(m da p.c.)	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(kN/m ³)	(g/cm ³)	(kN/m ³)	(%)	(%)	(%)						(%)	(kPa)	(-)	(MPa)	(MPa)	(kPa)	(°)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(cm ² /sec)	(%)	(m/sec)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)							
PzD4	Cr2	Rim	2.0								43.8	21.1	22.7		0.87																		0.79	19.27	53.72	26.22	79.94					
SA 2	CI 1		3.0	3.5	2.1	20.2	2.707	16.4	23.4	31.0	17.0	14.0			0.54	0.65									51.5	50-100	4260	2.81E-03	0.0220	6.47E-10			0.83	67.54	11.02	20.62	31.64					
SD 9	CR 1		1.0	1.5	2.0																													1.32	58.44	24.12	16.12	40.24				
SD 9	CI 1		3.0	3.5	2.0	20.7	2.697	17.5	18.2								95.50																0.54	59.42	25.52	14.52	40.04					
SD 9	CR 3		5.5	6.0	2.0																												7.41	79.35	13.24	0.00	13.24					
PzD7	Cr1	Rim	1.2							37.5	18.0	19.5		0.76																			0.57	33.59	40.32	25.52	65.84					
PzD7	Cr2	Rim	3.3								n.p.																						0.15	60.01	29.32	10.52	39.84					
SD 10	CR 1		1.0	1.4						40.0	21.5	18.6		0.74																			3.55	42.31	29.02	25.12	54.14					
SD 10	CR 2		4.1	4.5																													1.58	52.18	38.22	8.02	46.24					
SD 10	CR 3		6.0	6.5						37.1	20.2	17.0		0.80																			2.15	55.61	21.12	21.12	42.24					
SA 3	SPT 1		3.0	3.5	7.5					61.0	27.0	34.0																					0.00	18.85	47.18	33.98	81.16					
SD 18	CI 1		3.0	3.7	3.3	18.6		15.5	20.0																57.3								1.06	40.70	49.22	9.02	58.24					
SD 18	CR 2		9.6	10.0	3.3																											31.67	56.45	11.88	0.00	11.88						
SD 18	CI 2		10.5	11.0	3.3	16.9	2.688	11.8	43.2	39.2	18.0	21.2	1.19	0.81	-0.19																	9.4	25.0	2.34	16.12	55.42	26.12	81.54				
PzD16	Cr1	Rim	1.5							57.4	25.1	32.3		0.73																			0.14	6.82	48.68	44.36	93.04					
PzD16	Cr2	Rim	2.5							38.5	21.7	16.7		0.65																			0.97	29.99	43.38	25.66	69.04					
SD 18 bis	CI 1		3.0	3.5		16.5	2.611	11.8	39.2	70.2	38.2	32.0	0.03	0.53	0.97	1.17	87.80																4.9	25.0	3.14	6.32	30.42	60.12	90.54			
SA 6	CI 1		3.0	3.4	1.1	18.8	2.714	14.2	32.5	51.0	22.0	29.0																					45.4	16.4	0.57	44.55	18.23	36.66	54.89			
SA 6	CR 1		4.5	4.9	1.1	16.8		11.6	44.9	46.0	33.0	13.0																					2.79	65.98	16.81	14.41	31.22					
PzD17	Cr1	Rim	1.2							51.3	22.5	28.8		0.74																			0.12	4.54	56.28	39.06	95.34					
PzD17	Cr2	Rim	2.5							40.0	23.4	16.6		1.50																			5.67	51.49	31.78	11.06	42.84					
SD 19	CI 1		3.0	3.5	3.0	17.5	2.659	13.1	33.6	34.2	16.2	18.0	0.96	0.53	0.04	0.99	90.00									25-50	6730	1.62E-03	0.00063	2.36E-10			0.81	32.15	33.02	34.02	67.04					
SD 20	CI 1		2.5	3.1		20.1	2.720	16.3	23.2	44.0	21.0	23.0																					1.40	18.64	40.94	39.02	79.96					
SD 22	CI 1		2.8	3.1		18.7		14.6	27.9	40.0	26.0	14.0																					0.00	31.78	39.63	28.59	68.22					
SD 24	CI 1		4.0	4.6	2.9	17.1	2.600	12.5	36.8	52.0	32.0	20.0																					60.1	17.4	0.00	37.80	24.54	27.66	52.20			
PzD20	Cr1	Rim	1.2							35.8	22.1	13.7		0.62																				0.52	23.44	53.98	22.06	76.04				
PzD20	Cr2	Rim	2.2							32.7	20.4	12.3		0.42																				0.55	15.41	54.38	29.66	84.04				
SD 25	CI 1		3.3	3.9	1.9	16.7		11.0	51.2	60.0	38.0	22.0														43.5							0.00	10.90	38.57	50.53	89.10					
SD 25	CI 2		6.8	7.5	1.9	15.9	2.679	10.8	47.1	58.0	29.0	29.0														59.3						4.9	0.00	28.13	26.96	44.91	71.87					
SD 25	CI 3		12.4	13.1	1.9	17.1	2.671	12.1	41.7	53.0	28.0	25.0				1.39																	50-100	19234	1.07E-04	0.0030	5.48E-12	5.10	31.20	33.03	30.66	63.69
SD 25	SPT 5		14.8	15.3	1.9					30.0	22.0	8.0																						2.56	72.70	15.38	9.37	24.75				

T 2. sintesi dei risultati delle prove di laboratorio parte 2 – Tal

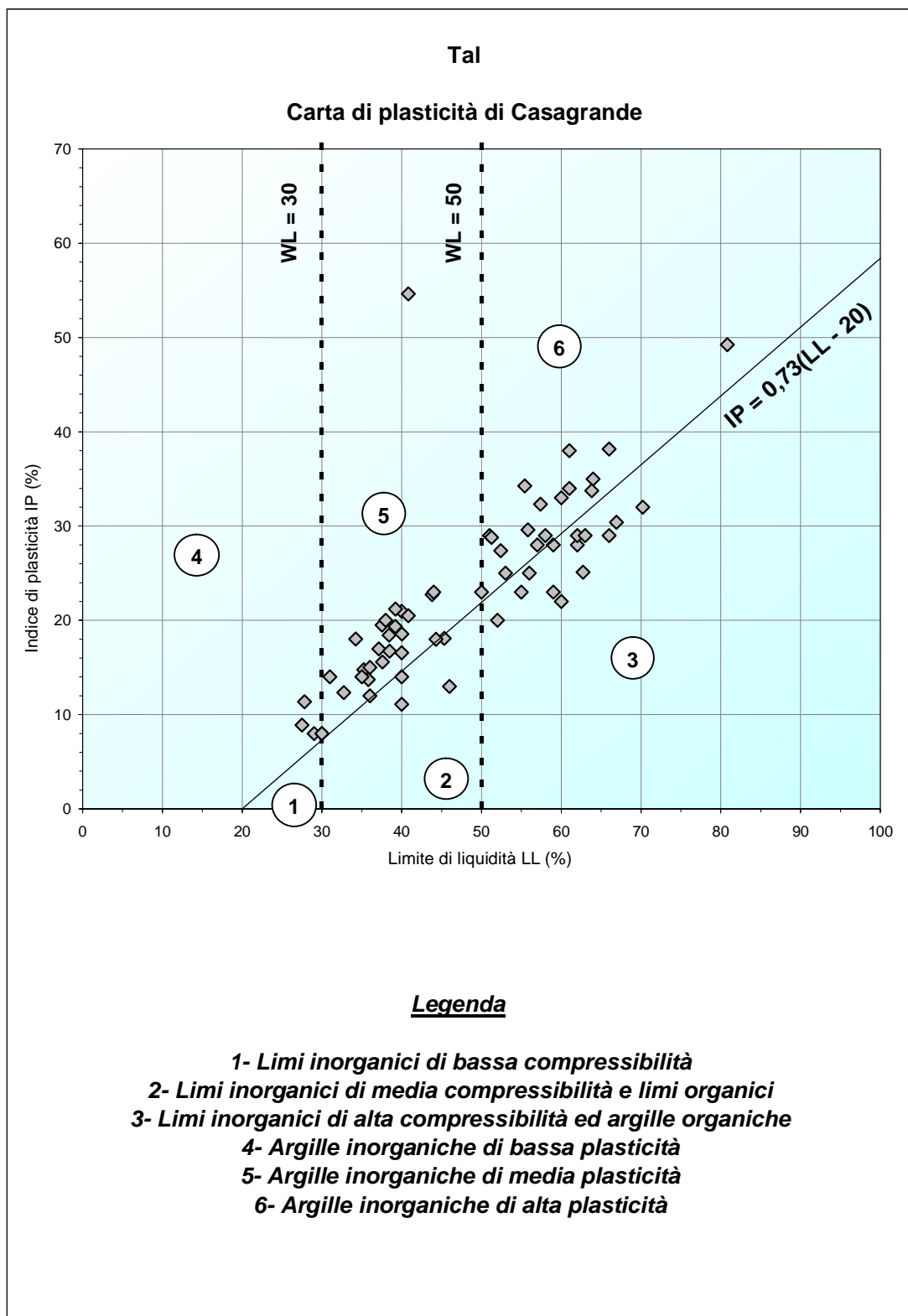
Sondaggio	Campione	Tipo di campione	Profondità iniziale	Profondità finale	Profondità falda in foro	γ_{nat}	Gs	γ_d	w _n	w _l	w _p	I _p	I _L	A	I _c	ϵ_u	S	Compressione semplice				Taglio diretto		Triassiale UU	Edometrica					Prove Chimiche	Granulometria ASTM							
																		σ'_c	ν	E sec	E tg	c'	ϕ	ϵ_u	σ'_c	Eed	Cv	C α	K	Sostanze organiche	GH	S	L	A	L + A			
			(m da p.c.)	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(kN/m ³)	(g/cm ³)	(kN/m ³)	(%)	(%)	(%)						(%)	(kPa)	(-)	(MPa)	(MPa)	(kPa)	(°)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(cm ² /sec)	(%)	(m/sec)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)			
SD 25	CR 1		17.8	18.0	1.9					29.0	21.0	8.0																						12.85	66.27	12.84	8.04	20.88
SA 8	SPT 1		2.7	3.2	2.4					57.0	29.0	28.0																						1.27	11.61	27.47	59.66	87.13
SA 8	CI 1		6.0	6.5	2.4	16.7	2.721	10.8	54.2	62.0	34.0	28.0				1.36					22.0	26.2		50-100	6968	2.29E-04	0.0230	3.22E-11	4.5	0.20	11.31	35.65	52.84	88.49				
SA 8	CI 2		9.0	9.5	2.4	17.8	2.714	12.7	40.0	62.0	33.0	29.0											118.5									0.00	5.14	28.50	66.36	94.86		
SA 8	SPT 6		13.0	13.5	2.4																												15.81	80.29			3.90	
SA 8	CR 2		16.0	16.5	2.4					36.0	24.0	12.0																					9.17	45.13	25.51	20.17	45.68	
SA 8	SPT 7		17.5	18.0	2.4																												36.61	57.07			6.32	
SD 26	CI 1		3.6	4.2	1.2				44.3	66.0	37.0	29.0									0.0	23.6										0.00	1.96	39.32	58.72	98.04		
SD 26	SPT 2		5.3	5.8	1.2							0.0																					9.73	52.75	29.10	8.42	37.52	
SD 26	CI 2		6.9	7.5	1.2	16.1	2.568	10.3	56.7	59.0	36.0	23.0											39.1	50-100	4782	7.51E-04	0.0140	1.54E-10	7.0	0.00	0.16	40.04	59.80	99.84				
SD 26	CI 3		10.0	10.6	1.2	18.1		13.3	36.3	56.0	31.0	25.0									70.7	13.1									0.36	9.23	37.49	52.93	90.42			
SD 26	CI 4		12.7	13.3	1.2	17.5		12.6	38.7	63.0	34.0	29.0											90.6								0.00	2.29	32.27	65.43	97.70			
SD 26	CR 1		16.7	17.0	1.2					50.0	27.0	23.0																				30.53	49.16	9.79	10.52	20.31		
PzD21	Cr1	Rim	1.3								n.p.																					6.03	33.43	46.98	13.56	60.54		
SA 9	CI 1		3.0	3.5	0.7	19.4	2.717	15.4	25.3	59.0	31.0	28.0					1.04						100.8	50-100	2613	7.08E-05	0.0410	2.66E-11		1.06	29.84	25.01	44.09	69.10				
PzD25	Cr1	Rim	1.0							52.4	25.0	27.4	0.79																			1.26	10.50	53.38	34.86	88.24		
PzD25	Cr2	Rim	2.5							66.0	27.8	38.2	1.19																			1.70	12.06	54.18	32.06	86.24		
S 71	1	I	6.1	6.3	4.7					40.0	28.9	11.1																				22.50	47.50			30.00		
SD 28	CR 1		1.8	2.0						36.0	21.0	15.0																				0.42	43.73	31.43	24.42	55.85		
SD 28	CI 1		3.4	4.0		18.7	2.644	14.5	29.1	64.0	29.0	35.0									10.3	21.3									1.44	26.91	18.57	53.07	71.64			
PzD30	Cr1	Rim	1.1								n.p.																					12.99	57.17	23.78	6.06	29.84		
PzD30	Cr2	Rim	3.0							40.8	20.3	20.5	2.79																			16.60	49.56	26.48	7.36	33.84		
SA 10	SPT 1		1.5	2.0	2.7					61.0	23.0	38.0																				10.12	27.25	18.56	44.05	62.61		
SA 10	CI 1		4.5	5.0	2.7	18.9	2.720	14.5	30.3	38.0	18.0	20.0									23.6	24.4									0.30	24.56	27.45	47.68	75.13			
SA 10	CR 1		9.6	10.0	2.7	18.7		14.5	29.3														221.9									1.89	27.31	28.24	42.56	70.80		
SD 31	CR 1		3.6	4.0	1.3					35.0	21.0	14.0																				39.36	40.59	10.24	9.81	20.05		
SD 31	CR 2		5.6	6.0	1.3					30.0	22.0	8.0																				36.59	48.10	8.55	6.76	15.31		
SD 31	CI 1		8.4	8.9	1.3	18.2	2.647	13.6	34.3	55.0	32.0	23.0									31.8	35.6									14.37	67.67	8.97	9.00	17.97			
PzD32	Cr1	Rim	1.3							63.8	30.1	33.8	0.98																			13.23	13.43	38.98	34.36	73.34		
PzD32	Cr2	Rim	2.3							44.3	26.3	18.0	0.98																			19.57	25.09	36.98	18.36	55.34		
SA 10 bis	CR 1		2.0	2.4	2.1					60.0	27.0	33.0																				20.83	35.40	11.61	32.16	43.77		
SD 32 bis	SPT 1		1.8	2.3	4.8																											36.95	24.70	10.31	28.03	38.34		

T 3. sintesi dei risultati delle prove di laboratorio parte 3 – Tal

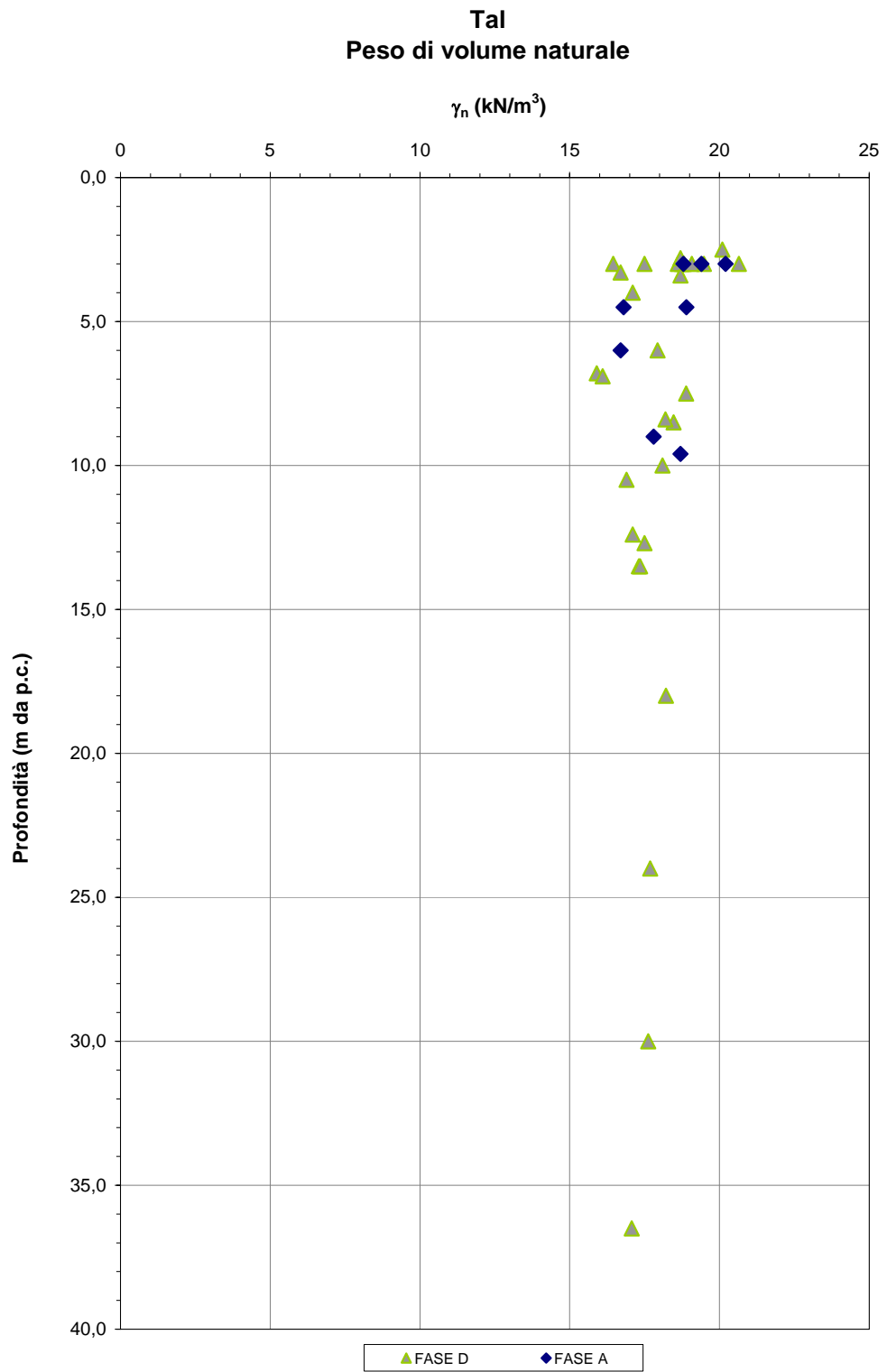
Tal
Indice dei vuoti



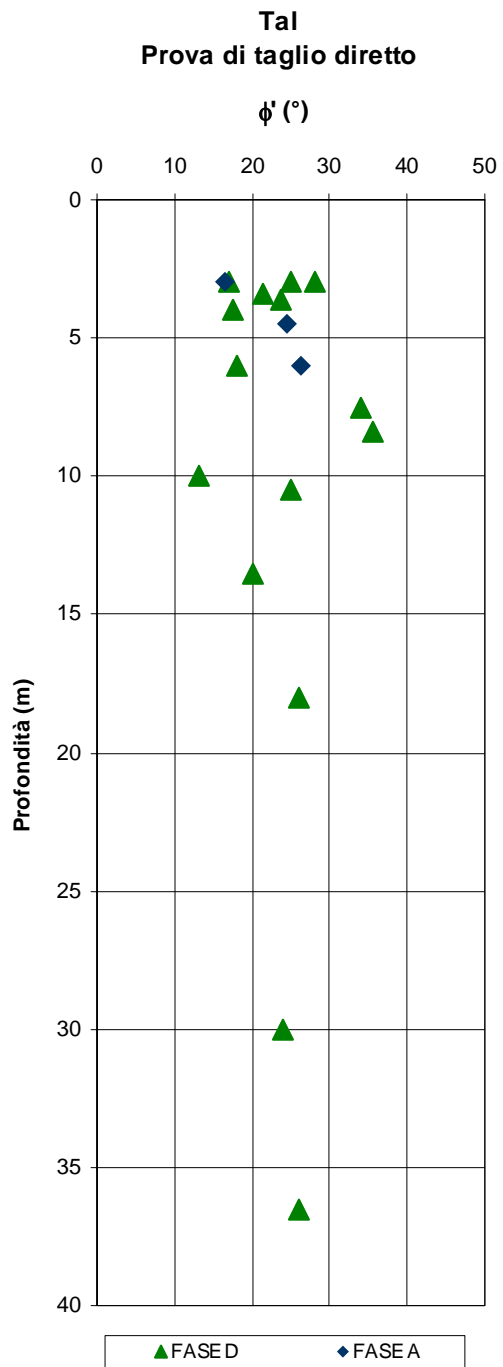
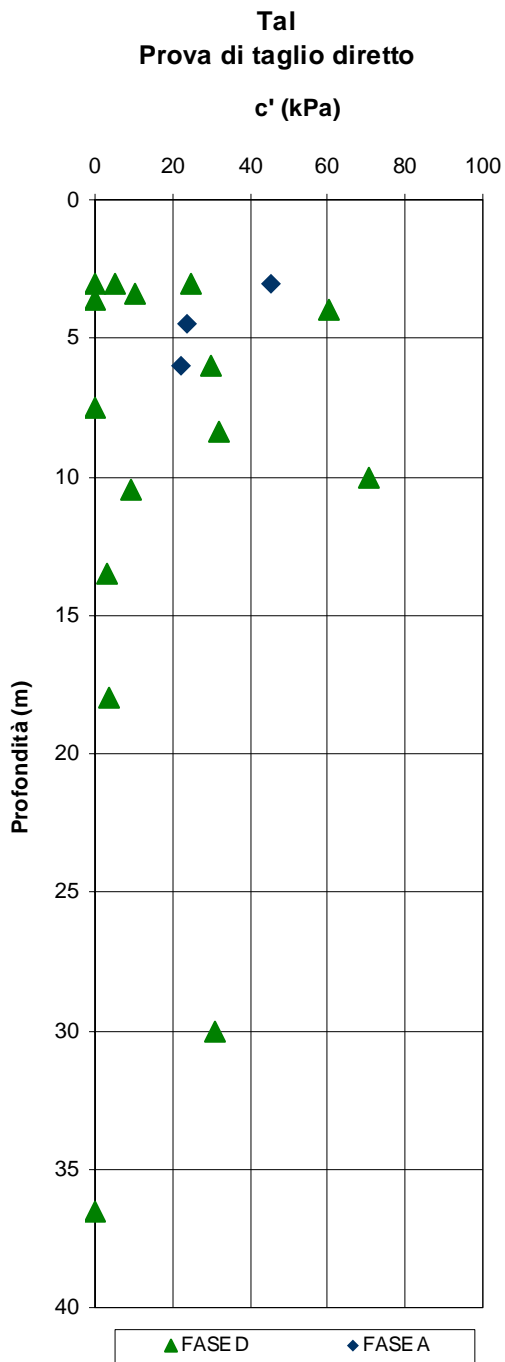
F 8. Indice dei vuoti iniziale – **Tal**



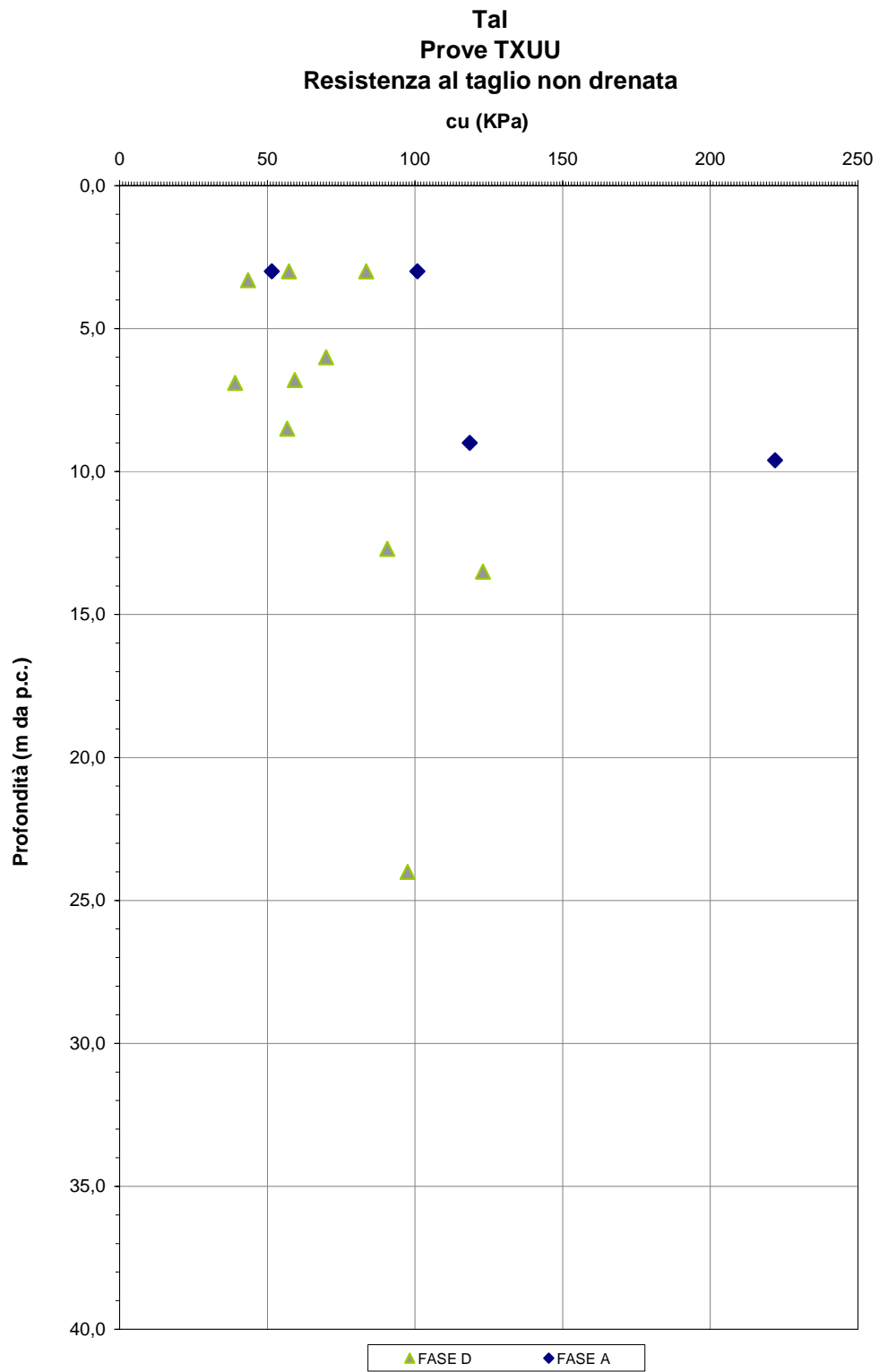
F 9. Carta di plasticità di Casagrande – Tal



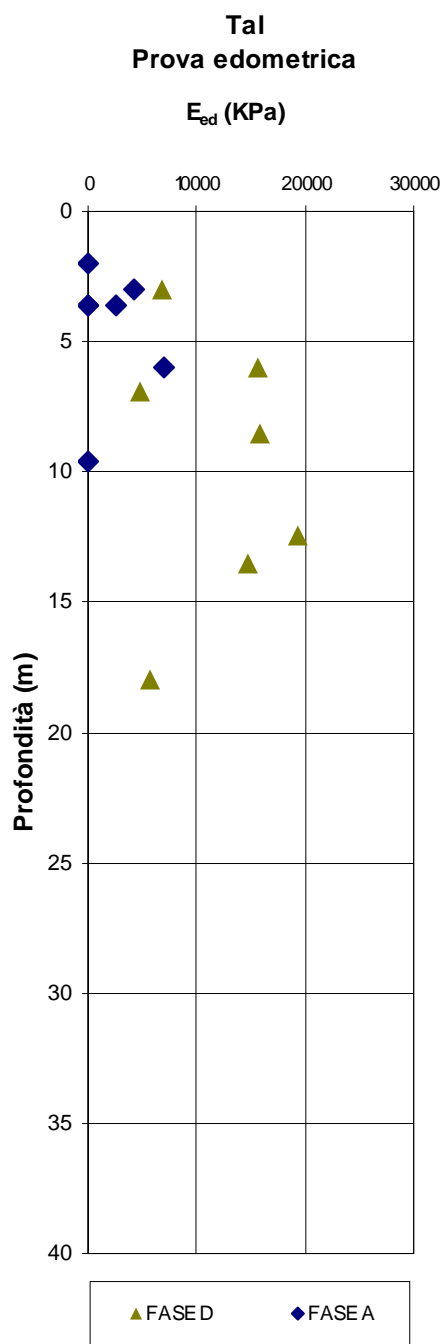
F 10. Peso di volume naturale – Tal



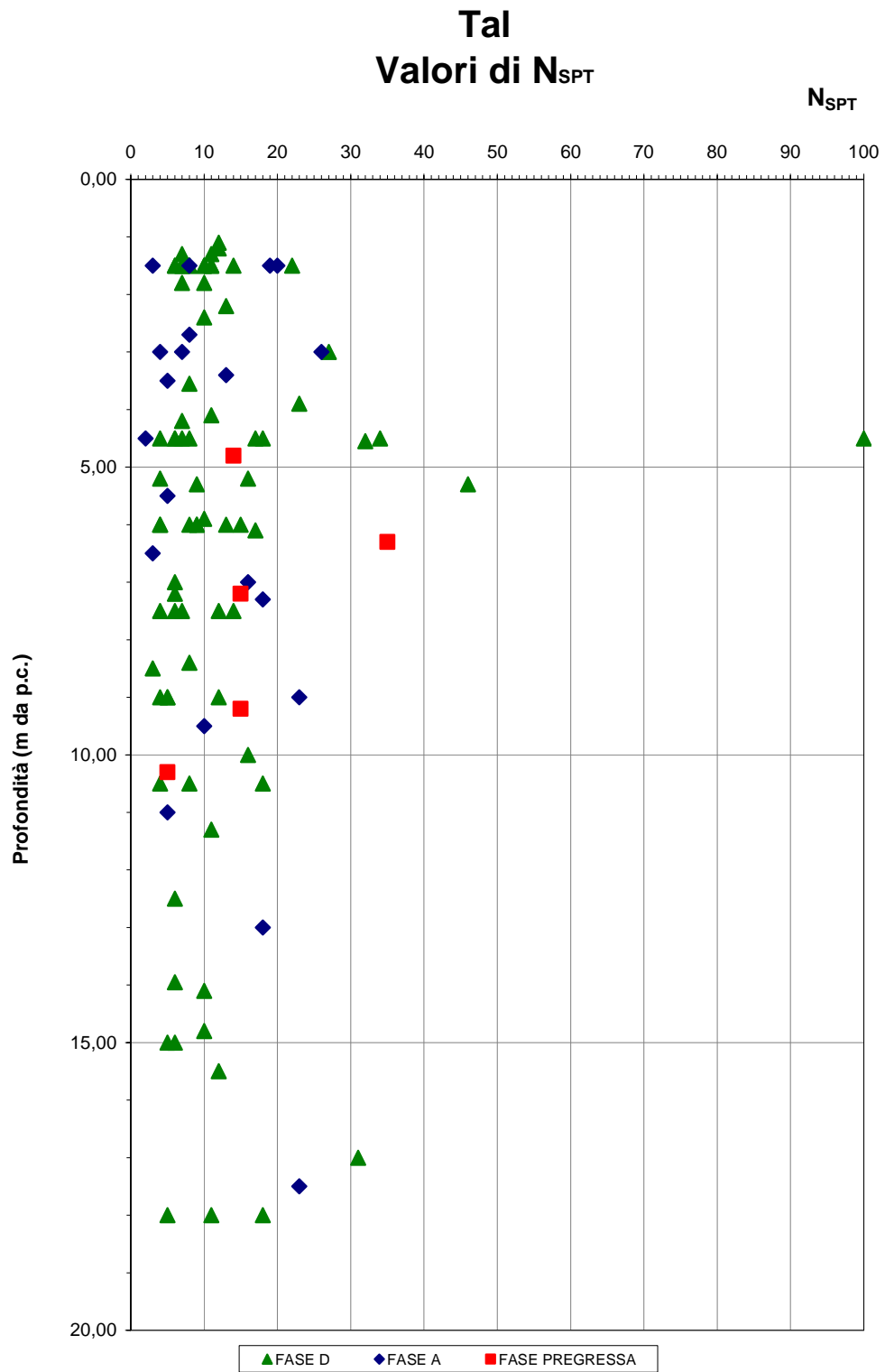
F 11. c' e ϕ' da prove di taglio diretto TD – Tal



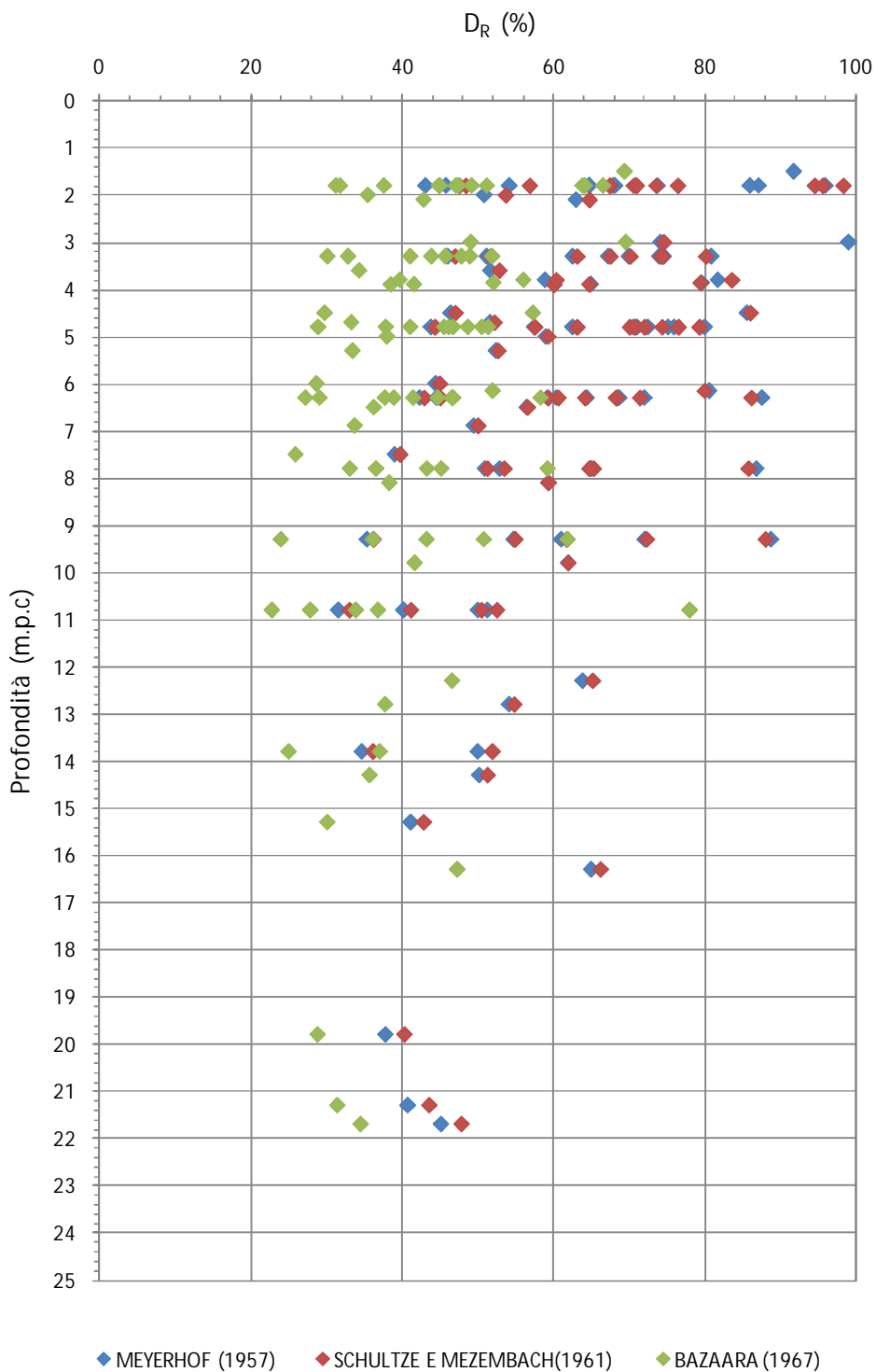
F 12. Resistenza al taglio non drenata da prove Triassiali TxUU – Tal



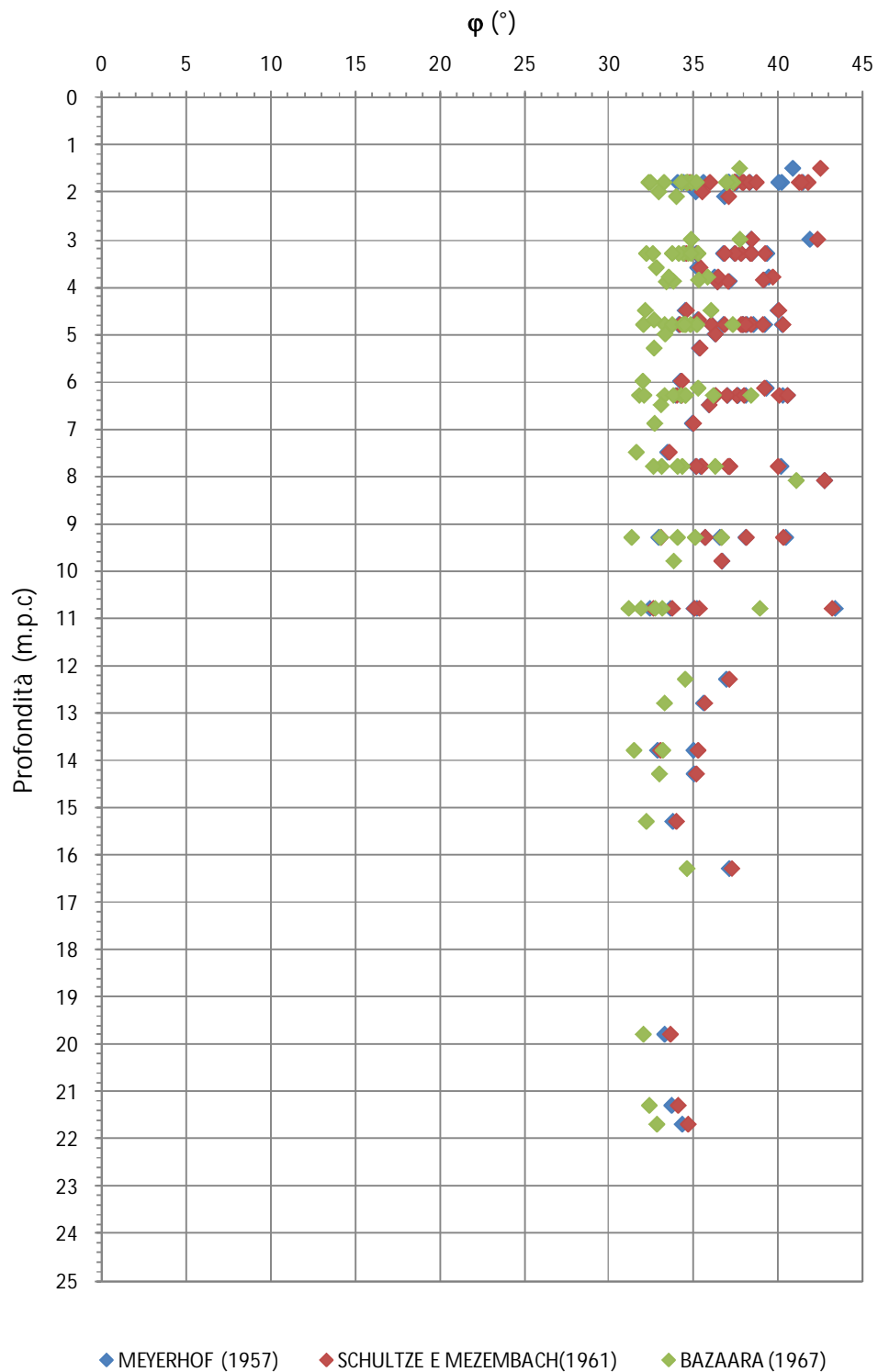
F 13. Prove di compressione edometrica – valori di E_{ed} – **Tal**



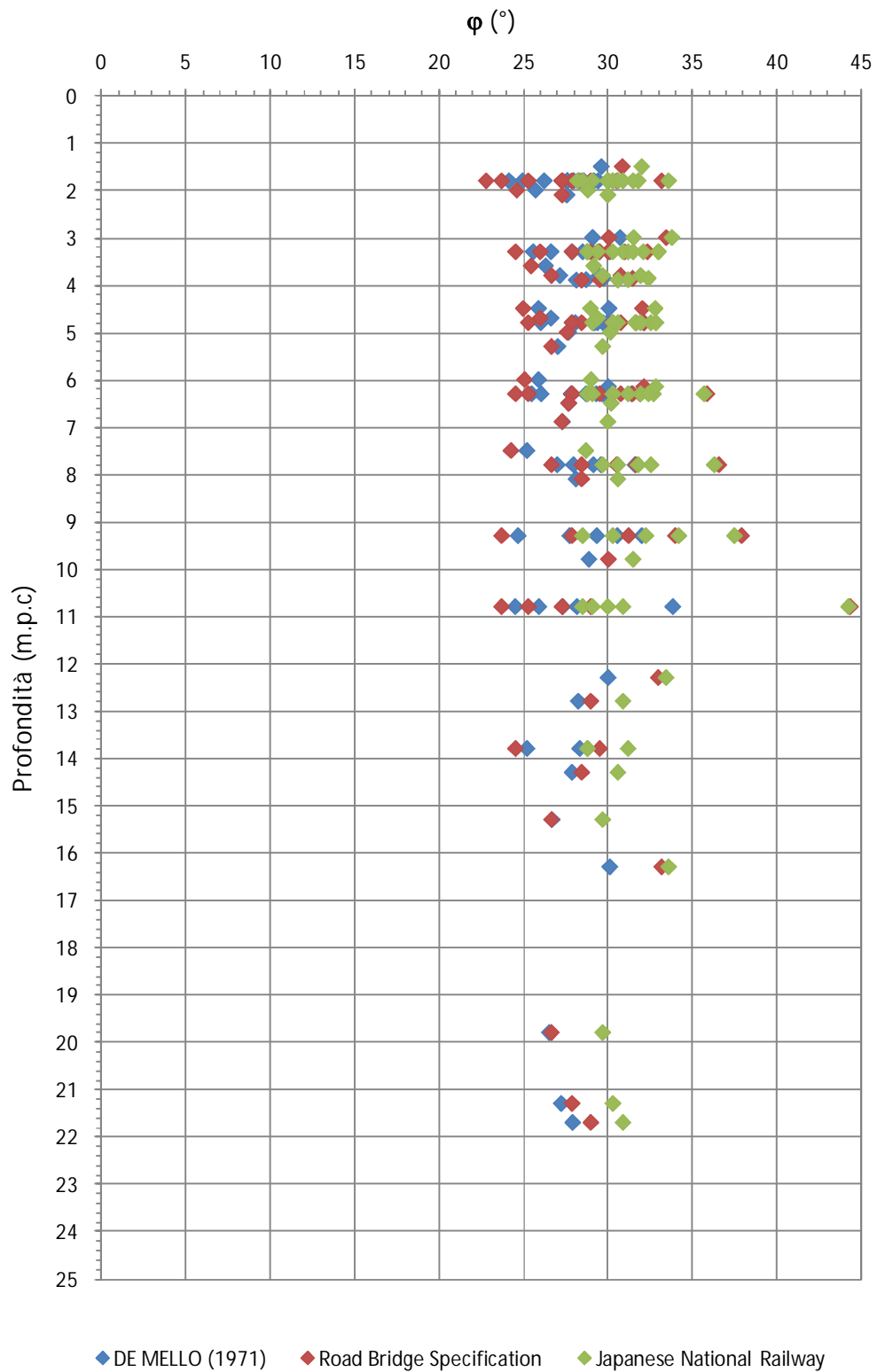
F 14. Valori di N_{SPT} – Tal



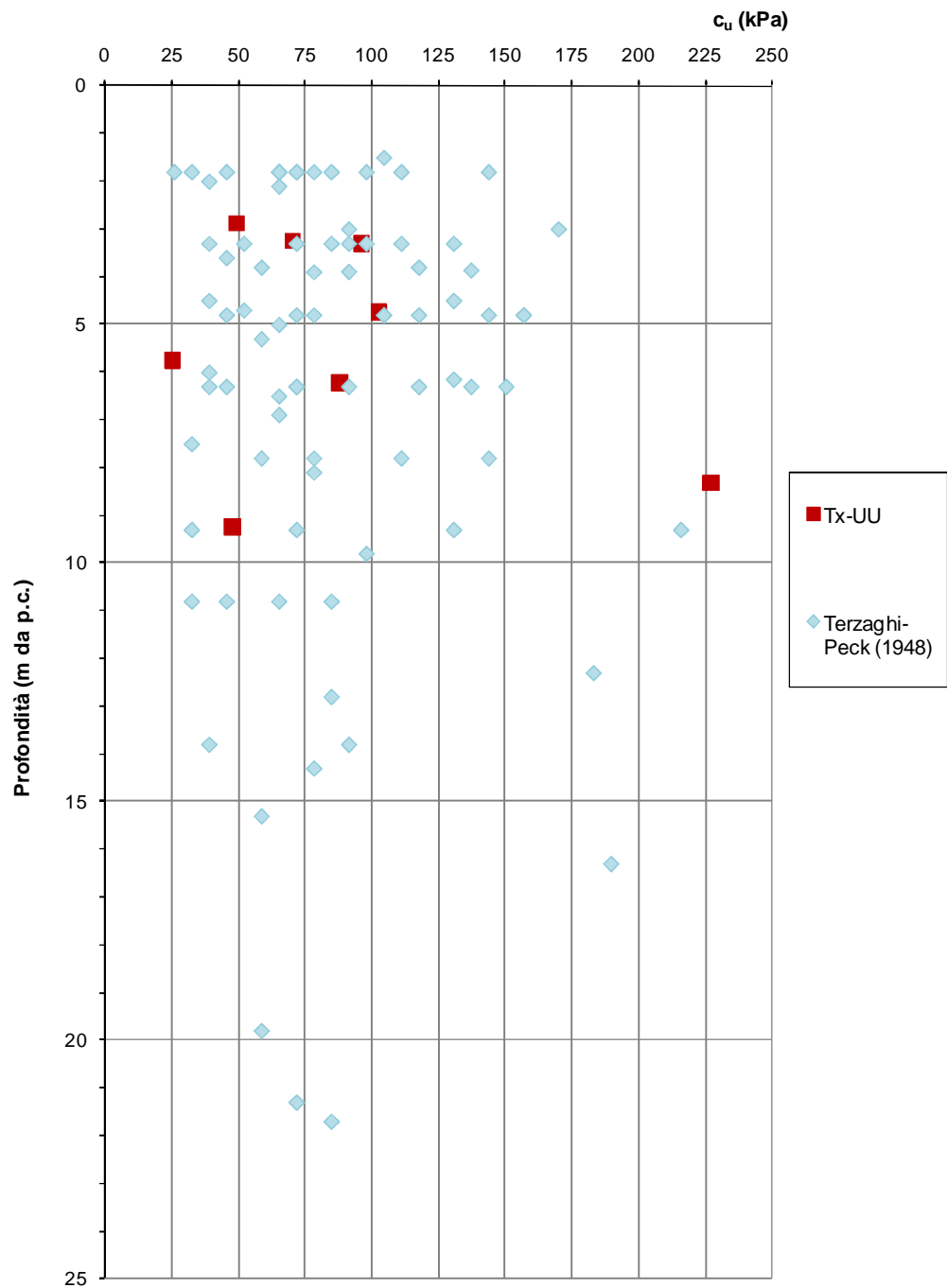
F 15. Valori della densità relativa D_R (Meyerhof [1957] Schultze e Mezembach [1961] Bazaara [1967]) – Tal



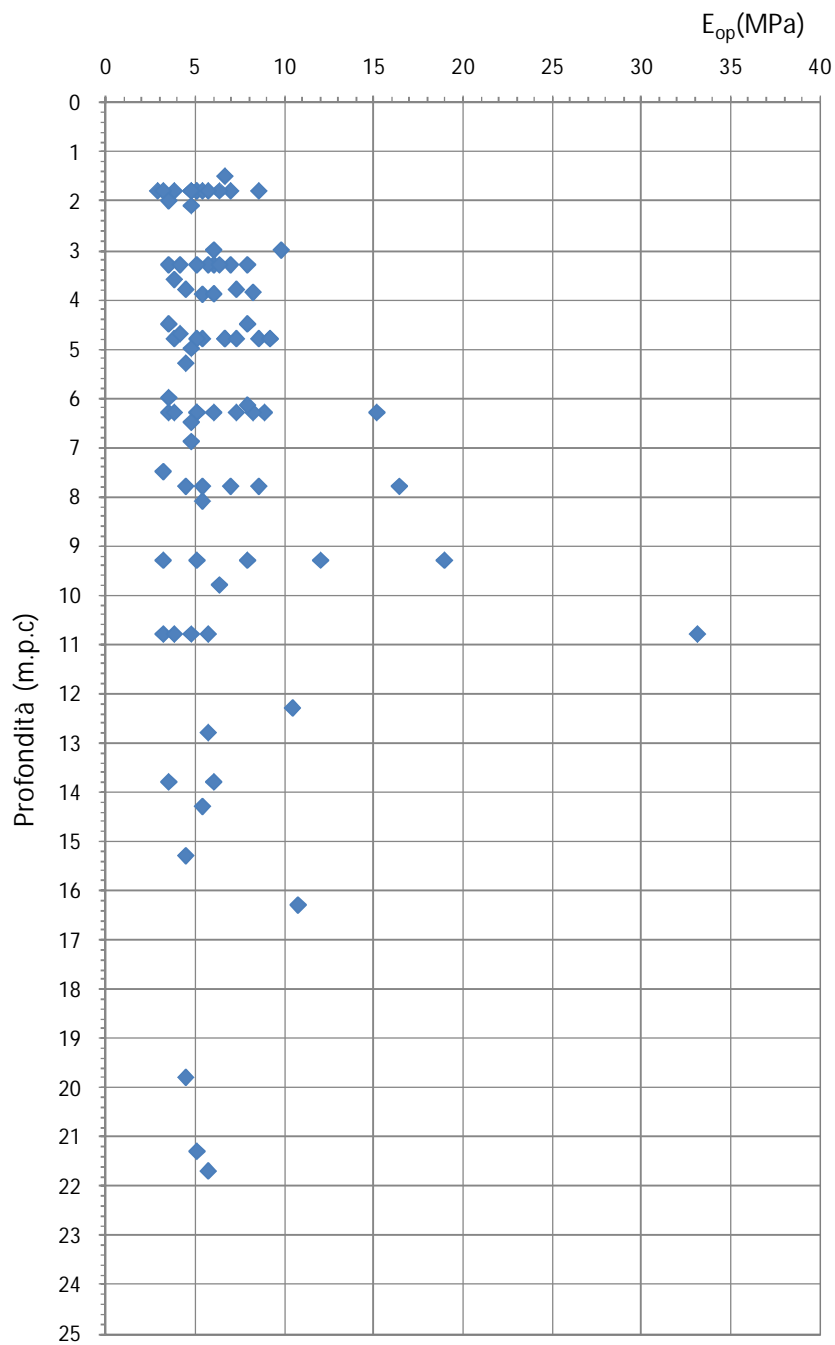
F 16. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (Schmertmann [1975]) – Tal



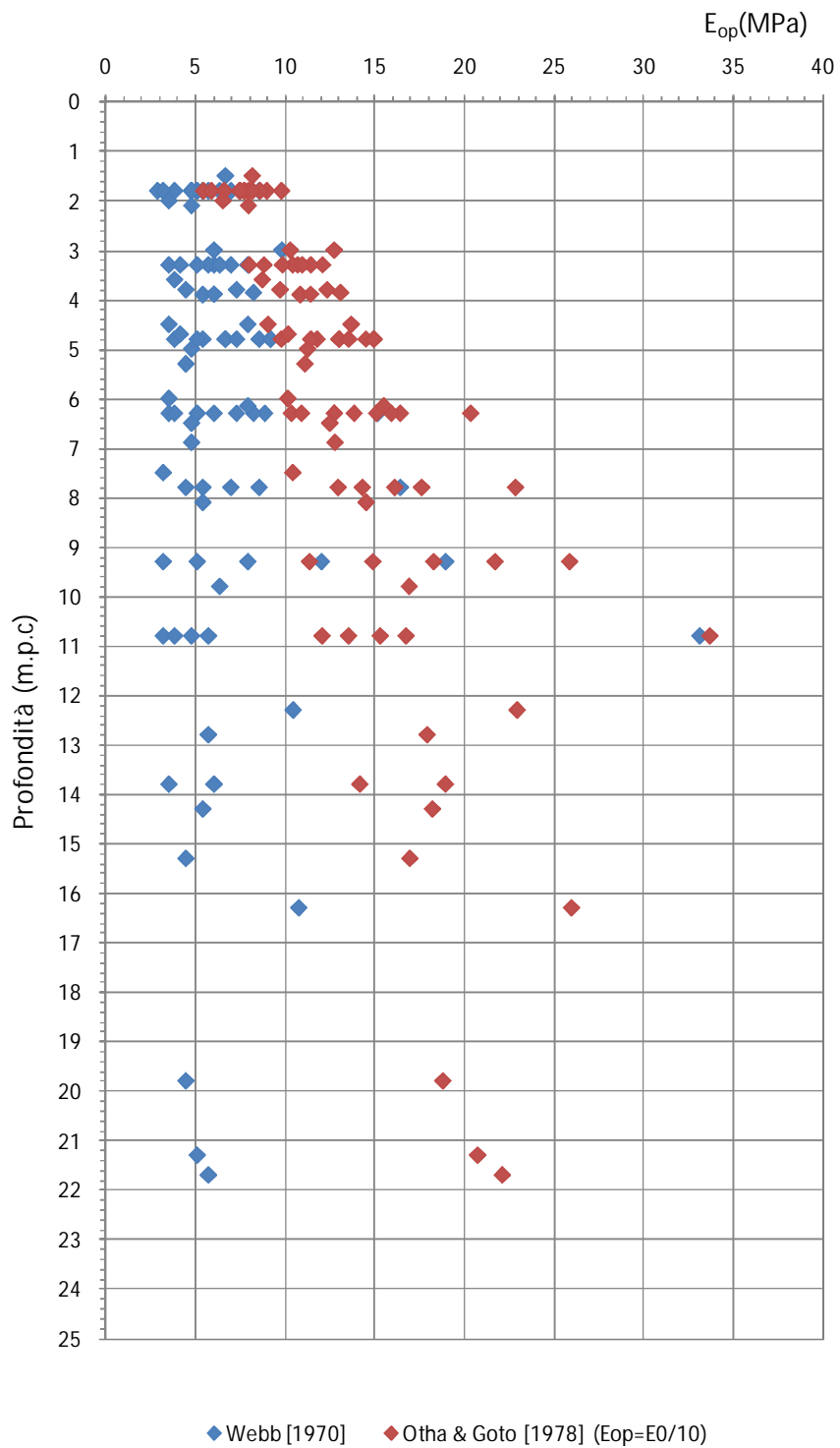
F 17. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (De Mello [1971], Japanese National Railway, Bridge Specification[1971])
- Tal



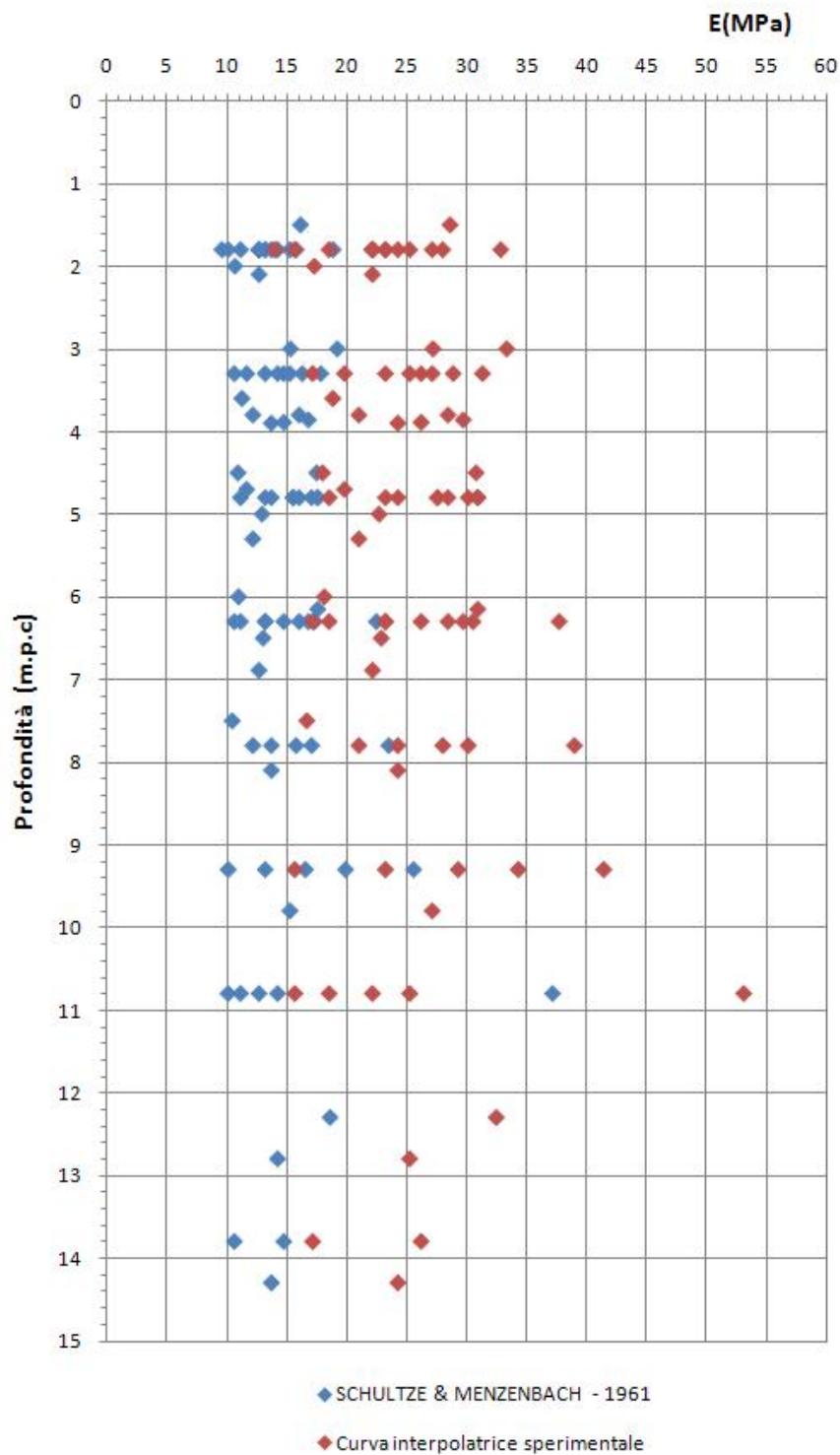
F 18. Valori della resistenza al taglio non drenata da prove SPT (NAVFAC, DM-7) – Tal



F 20. Modulo elastico operativo (Webb [1970]) – Tal



F 21. Modulo elastico operativo – confronto tra E_{op} di Ohta e Goto [1978] e Webb [1970] – Tal



F 22. Modulo elastico operativo – confronto tra Schultze & Mezenbach(1961) e curva interpolante valori sperimentali (Tornaghi[1983], Franke[1983], Ghionna-Lancellotta-Maniscalco [1983], Albert-Hegg-Manassero [1983]) – T_{al}

8.4 Tsl

8.4.1 Analisi di laboratorio

Nel corso dell'esecuzione dei sondaggi e dei pozzetti sono stati prelevati n. 56 campioni di terreno, tra indisturbati, rimaneggiati e materiale da SPT.

Caratteristiche fisiche

Dalle analisi eseguite sui campioni prelevati, la formazione Tsl ha presentato contenuti granulometrici variabili nei seguenti intervalli:

argilla= 0.00 % ÷ 59.90 % mediamente 23.44 %

limo= 5.04 % ÷ 60.48% mediamente 28.69 %

sabbia=5.49 % ÷ 93.74 % mediamente 31.97 %

ghiaia= 0.29% ÷ 76.19 % mediamente 17.21 %

Il contenuto d'acqua naturale (w_n) risulta compreso tra 18.10% e 55.20% (figura F 23).

L'indice dei vuoti iniziale (e_o) risulta compreso tra 0.75 e 1.10, mediamente pari a 0.88 (figura F 24).

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) variano generalmente entro i seguenti valori (figura F 25):

LL = limite liquido = 22.0% ÷ 71.1%

IP = indice di plasticità = 6.0% ÷ 41.4%

Facendo riferimento ai campioni indisturbati prelevati, il peso di volume naturale è risultato pari a:

Peso di volume naturale: $\gamma_n = 12.90 \div 21.00 \text{ kN/m}^3$, mediamente pari a 18.16 kN/m^3 (figura F 26).

Caratteristiche di resistenza al taglio

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite n. 4 prove di taglio diretto (TD), n. 1 prova triassiale consolidata drenata (TxCD) e n. 3 prove triassiali non consolidate non drenate (TxUU).

Dai risultati delle prove di taglio diretto, i valori ottenuti, in termini di angolo di attrito e coesione, risultano pari a (figura F 27):

$$c' = 16.68 \div 33.30 \text{ kPa, mediamente pari a } 24.05 \text{ kPa;}$$

$$\varphi' = 22.1^\circ \div 26.0^\circ, \text{ mediamente pari a } 24.1^\circ.$$

La prova triassiale CD ha fornito i seguenti valori di angolo di attrito e coesione (figura F 28):

$$c' = 7.0 \text{ kPa;}$$

$$\varphi' = 27^\circ.$$

Le prove triassiali TxUU forniscono valori della resistenza al taglio non drenata pari a (figura F 29):

$$c_u = 110.3 \div 378.5 \text{ kPa, mediamente pari a } 204.4 \text{ kPa}$$

Caratteristiche di deformabilità

Sui campioni indisturbati prelevati è stata eseguita una prova di compressione edometrica, che ha fornito un valore di modulo edometrico pari a $E_{ed}=13018 \text{ kPa}$ (figura F 30), relativo ad un intervallo di pressione verticale efficace compreso tra 100 e 200 kPa.

Il coefficiente di consolidazione è risultato $c_v= 2.06E-03 \text{ cm}^2/\text{sec}$.

Nelle tabelle T 4 e T 5 viene riportata una sintesi dei risultati delle analisi di laboratorio eseguite sui campioni prelevati.

8.4.2 Indagini geotecniche in sito

Caratteristiche di resistenza al taglio

Nel corso della perforazione dei sondaggi sono state eseguite n. 14 prove penetrometriche dinamiche le quali hanno fornito valori di N_{SPT} variabili tra 5 e 50, con valore medio pari a 19; i valori massimi sono stati ottenuti prevalentemente tra 10 e 13 m da piano campagna, in corrispondenza dei livelli a granulometria più grossolana (figura F 31).

Sulla base delle prove penetrometriche dinamiche, in termini di tensioni efficaci la formazione Tsl può complessivamente essere caratterizzata dai seguenti parametri:

$$Dr = 35 \div 85\%, \text{ mediamente pari a } 64\% \text{ (Meyerhof [1957]) (figura F 32);}$$

$$Dr = 36 \div 88\%, \text{ mediamente pari a } 65\% \text{ (Schultze e Mezembach [1961]) (figura F 32);}$$

$$Dr = 24 \div 59\%, \text{ mediamente pari a } 44\% \text{ (Bazaara [1967]) (figura F 32);}$$

$$\varphi' = 33 \div 40^\circ, \text{ mediamente pari a } 37^\circ \text{ (Schmertmann [1975], Meyerhof [1957]) (figura F 33);}$$

$\varphi' = 33 \div 40^\circ$, mediamente pari a 37° (*Schmertmann [1975]*, *Schultze e Mezembach [1961]*) (figura F 33);

$\varphi' = 31 \div 36^\circ$, mediamente pari a 34° (*Schmertmann [1975]*, *Bazaara [1967]*) (figura F 33);

$\varphi' = 25 \div 32^\circ$, mediamente pari a 29° (*De Mello [1971]*) (figura F 34);

$\varphi' = 29 \div 37^\circ$, mediamente pari a 32° (*Japanese National Railway*) (figura F 34);

$\varphi' = 24 \div 37^\circ$, mediamente pari a 30° (*Road Bridge Specification [1971]*) (figura F 34).

Dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, si ritiene pertanto ragionevole adottare per tale formazione il seguente range di valori di angolo di attrito in condizioni drenate:

$$\varphi' = 32^\circ \div 36^\circ$$

Tali valori risultano pienamente confermati dai risultati delle prove di laboratorio che consentono la stima della quota parte di resistenza attribuibile alla coesione drenata c' a fronte di valori di angolo di attrito inferiori.

Caratteristiche di deformabilità

Dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, l'intervallo di valori del modulo elastico a piccole deformazioni E_0 e del modulo di taglio G_0 stimati mediante la correlazione di Ohta e Goto [1978] e rappresentativi della formazione in esame, è risultato:

$$E_0 = 73.3 \div 253.3 \text{ (MPa)}, \text{ mediamente pari a } 146.8 \text{ MPa (figura F 35);}$$

$$G_0 = 28.2 \div 99.7 \text{ (MPa)}, \text{ mediamente pari a } 56.5 \text{ MPa (figura F 35)}$$

I moduli di Young operativi (E_{op}), da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e opere di sostegno, sono dell'ordine di $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$.

La correlazione empirica di D'Appolonia (1970), valida per le sabbie e ghiaie normalmente consolidate, porta a stimare il seguente intervallo di valori del modulo elastico dell'unità geotecnica in esame:

$$E = 22.5 \div 56.6 \text{ (MPa)}, \text{ mediamente pari a } 33 \text{ MPa (figura F 36).}$$

Nella figura F 37 è riportato un confronto tra Ohta e Goto [1978] (assumendo $E_{op} = 1/5 E_0$) e D'Appolonia (1970).

Nella figura F 38 sono posti a confronto i valori dei moduli elastici operativi ottenuti secondo SCHULTZE & MENZENBACH (1961) $E = 10 \div 24$ MPa, mediamente pari a 16 MPa e con quelli ottenuti dalla interpolazione di dati sperimentali con pressiometro e screw plate su sabbie e sabbie fini limose (rif. Tornaghi, Franke, Ghionna-Lancellotta-Maniscalco e Albert-Hegg-Manassero, 1983) $E = 14 \div 40$ MPa, mediamente pari a 27 MPa.

Caratteristiche di permeabilità

Una prova di permeabilità tipo Lefranc eseguita sui terreni Tsl ha fornito il risultato che segue:

sondaggio	tratto prova m da p.c.	Tipo prova	k cm/sec
6a-SD34	8,5 - 9,0	carico costante	$4,50 \times 10^{-2}$

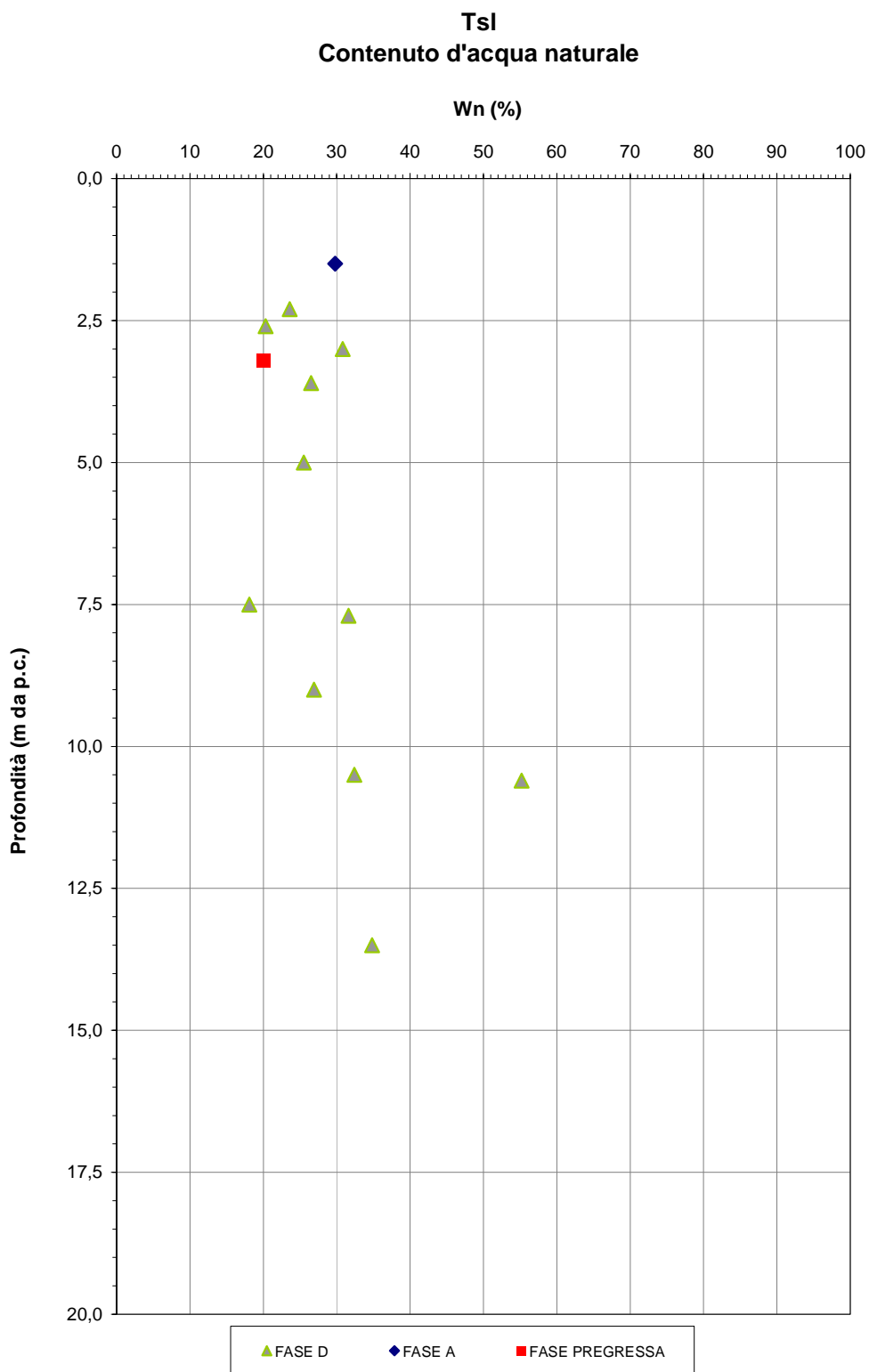
8.4.3 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base dei risultati delle indagini in sito e in laboratorio effettuate, i parametri geotecnici caratteristici assunti per la caratterizzazione della formazione Tsl sono riassunti nelle seguenti tabelle:

Tsl	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	18
Coesione non drenata c_u (kPa)	200
Angolo di attrito ϕ' (°)	22 ÷ 26
Coesione drenata c' (kPa)	15 ÷ 20
Modulo edometrico E_{ed} (MPa)	10
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	15 ÷ 30
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (kN/m³)	15000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	7500

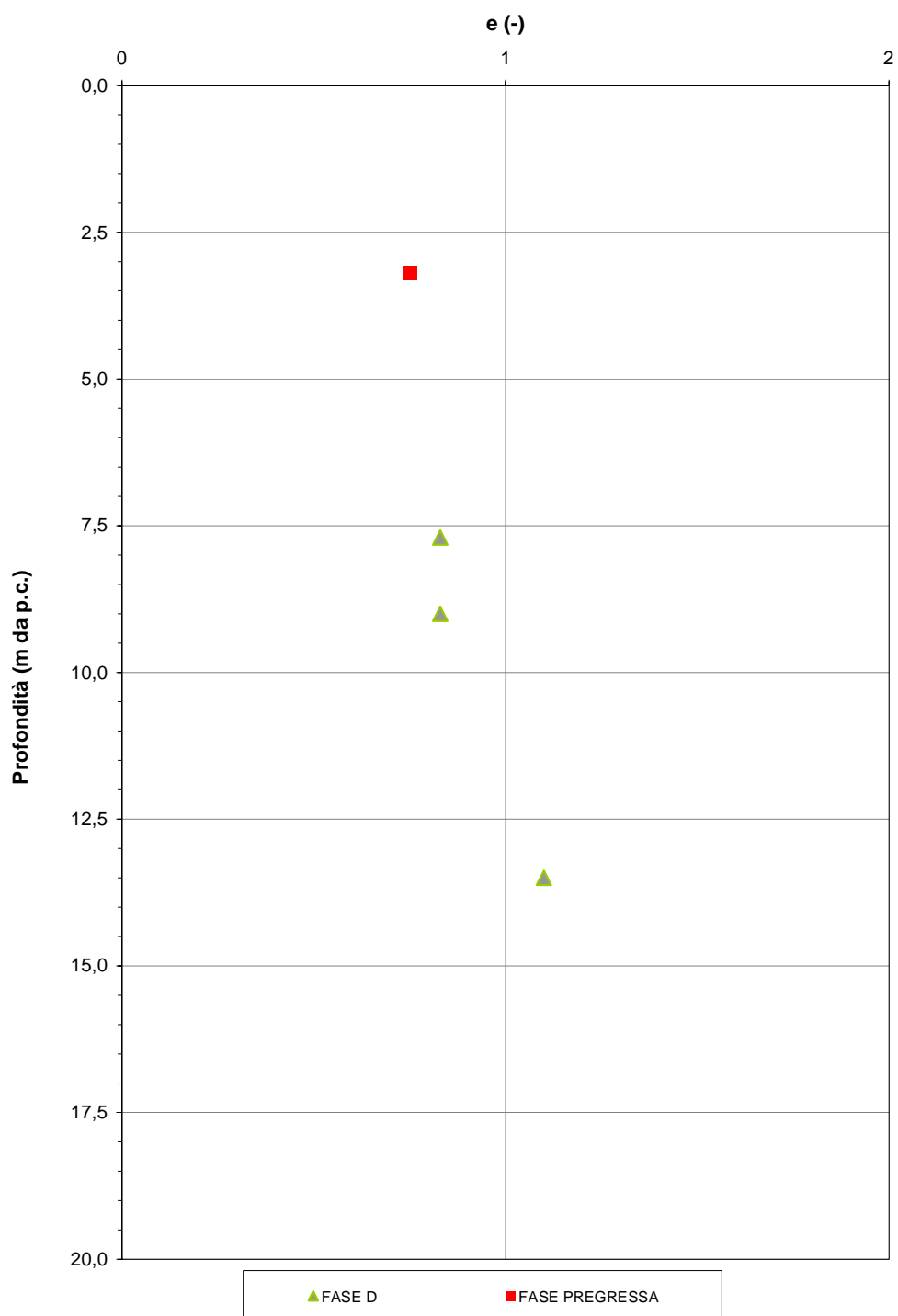
Sondaggio	Campione	Tipo di campione	Profondità iniziale (m da p.c.)	Profondità finale (m da p.c.)	Profondità falda in foro (m da p.c.)	γ_{nat} (kN/m ³)	Gs (g/cm ³)	γ_d (kN/m ³)	w _n (%)	w _l (%)	w _p (%)	I _p	I _l	A	I _c	e _s	S (%)	Taglio diretto		Triassiale CD		Triassiale UU	Edometrica					Granulometria ASTM							
																		c' (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c _u (kPa)	σ' (kPa)	E _{ed} (kPa)	C _v (cm ² /sec)	C _{α} (%)	K (m/sec)	GH (%)	S (%)	L (%)	A (%)	L + A (%)			
PzD31	Cr2	Rim	2.4						51.4	29.7	21.7																				15.30	20.36	40.98	23.36	64.34
PzD33	Cr1	Rim	1.4						39.4	n.p.																					24.80	27.86	33.98	13.36	47.34
SD 34	CI 1		2.3	2.8	1.3	20.2		16.3	23.6	56.0	19.0	37.0																		8.37	28.41	19.01	44.21	63.22	
PzD35	Cr1	Rim	1.3								n.p.																				34.27	17.39	28.98	19.36	48.34
PzD35	Cr2	Rim	2.4								n.p.																				75.09	10.57	14.34	0.00	14.34
SA 11	CR 1		2.0	2.4	1.3																									51.53	27.48	6.22	14.76	20.98	
PzD36	Cr1	Rim	1.3								n.p.																				76.19	9.47	14.34	0.00	14.34
SD 35	CR 1		3.8	4.0	4.8				41.0	18.0	23.0																			45.93	26.36	11.66	16.05	27.71	
SD 35 bis	SPT 2		3.0	3.5	9.8				47.0	26.0	21.0																			41.51	32.63	9.21	16.66	25.87	
SD 35 bis	SPT 3		5.5	6.0	9.8																									73.58	9.25	9.21	7.97	17.18	
PzD37	Cr1	Rim	1.0						47.5	15.2	32.3				0.8																5.48	11.48	44.46	38.58	83.04
PzD37	Cr2	Rim	2.8						51.7	30.9	20.8			1.0																	17.77	26.19	35.46	20.58	56.04
SA 14	CI 1		1.5	2.0	4.2	19.6		15.1	29.8	65.0	34.0	31.0										124.40								5.14	19.69	17.38	57.79	75.17	
SD 38 bis	CI 1		7.5	8.1		21.0	2.681	17.8	18.1	48.0	19.0	29.0										378.50								0.44	5.49	34.18	59.90	94.08	
PzD39	Cr1	Rim	1.0						50.0	21.5	28.5			0.9																	0.66	21.30	46.06	31.98	78.04
2	1		3.2	3.7	3.8	18.6	2.703	17.4	20.0							0.75	73.67					7.0	27.0							2.37	40.89	18.25	38.50	56.75	
S 63	2	I	7.0	7.4	2.8																														
SD 39	SPT 1		1.5	2.0	1.2				51.0	17.0	34.0																				6.64	25.34	26.45	41.56	68.01
SD 39	SPT 2		4.3	4.8	1.2																										38.21	40.13	8.42	13.24	21.66
SD 39	CR 1		5.0	5.3	1.2				38.0	17.0	21.0																				42.45	35.35	10.28	11.92	22.20
PzD40	Cr1	Rim	2.5								n.p.																				12.47	31.29	41.68	14.56	56.24
SD 40	CI 1		2.6	3.2	0.2	20.7	2.702	17.2	20.3	45.0	23.0	22.0										33.3	22.2							4.10	19.49	30.45	45.96	76.41	
SD 40	CI 2		5.0	5.4	0.2	12.9		10.3	25.5	23.0	17.0	6.0																		28.23	44.51	15.04	12.21	27.25	
PzD41	Cr1	Rim	1.2						37.0	18.8	18.2			0.9																	7.17	29.59	42.68	20.56	63.24
SA 15	SPT 1		1.5	2.0	1.3				33.0	16.0	17.0																				0.29	38.77	27.35	33.59	60.94
PzD43	Cr1	Rim	1.2								n.p.																				2.88	38.58	50.98	7.56	58.54

T 5. sintesi dei risultati delle prove di laboratorio parte 2 – Tsl

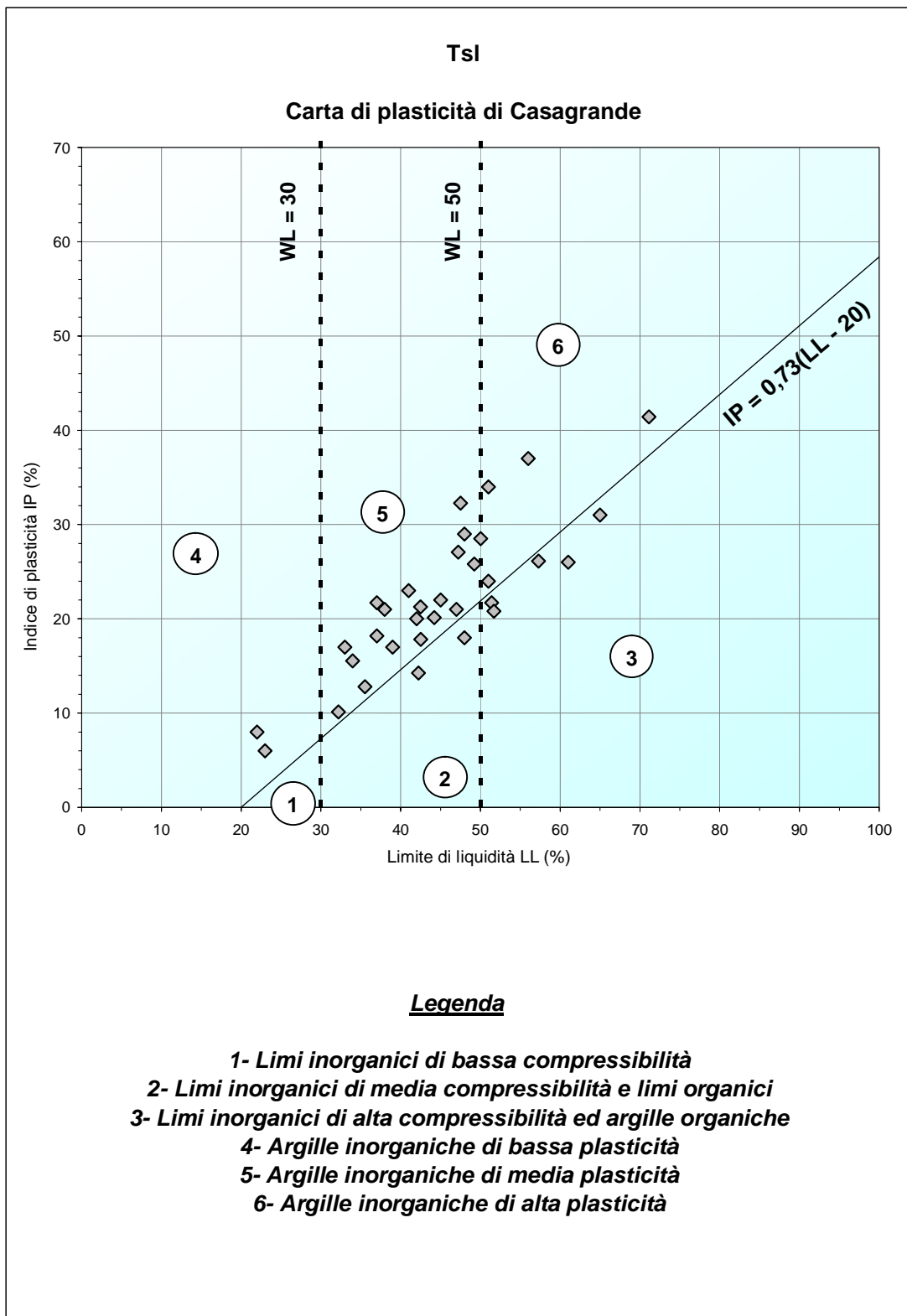


F 23. Contenuto d'acqua naturale – Tsl

Tsl Indice dei vuoti

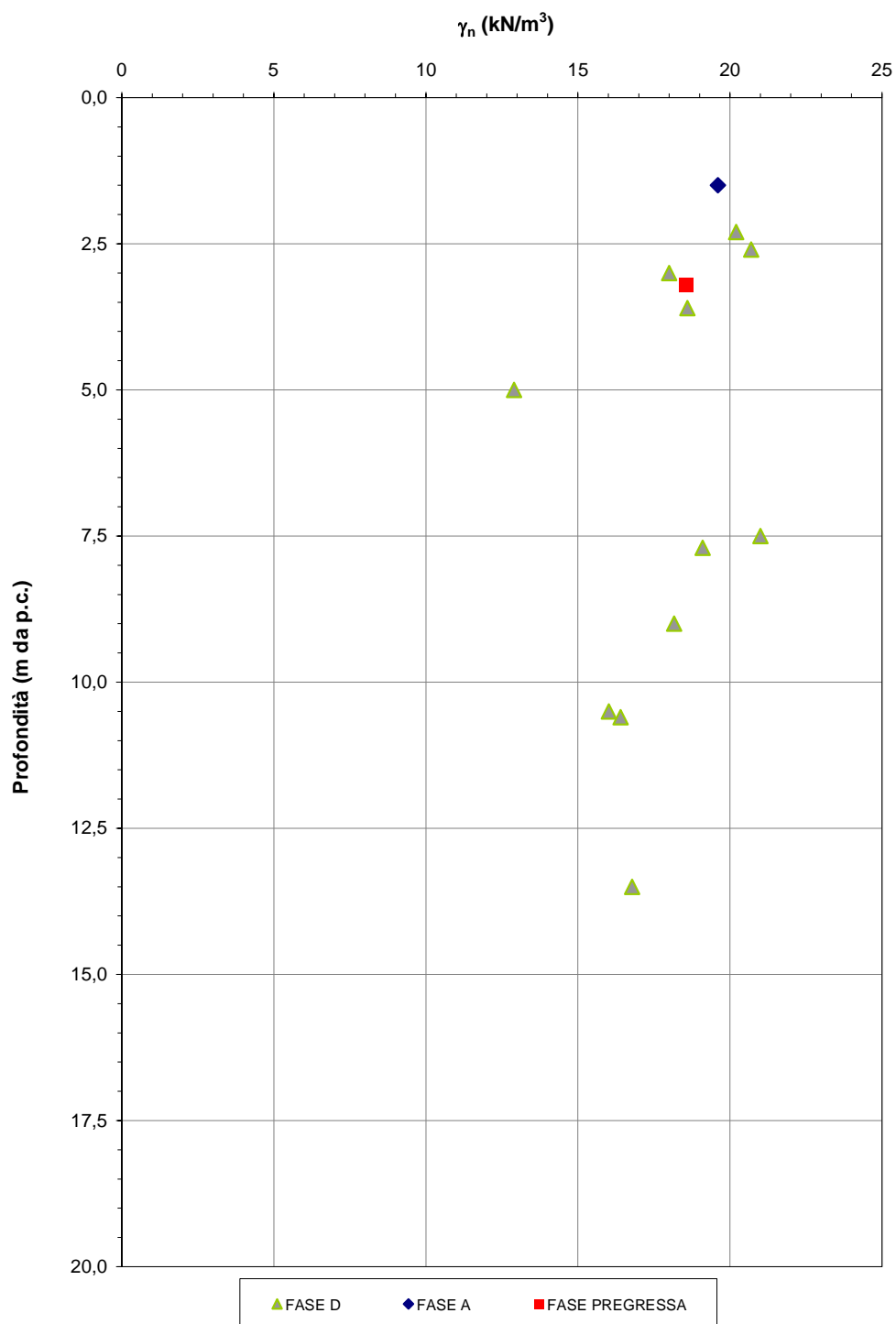


F 24. Indice dei vuoti iniziale – Tsl

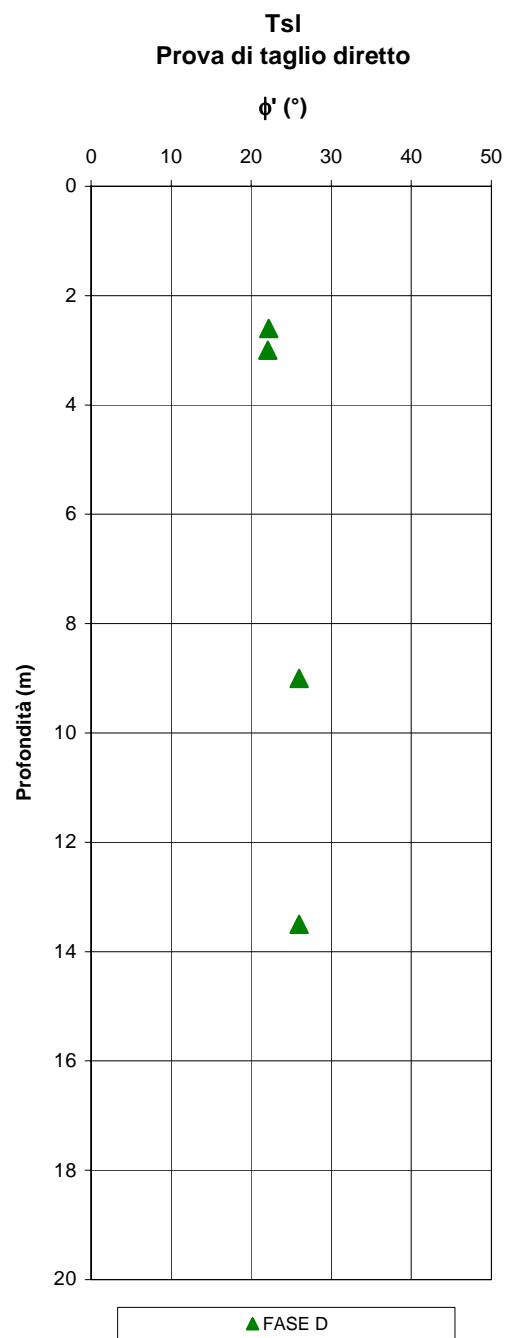
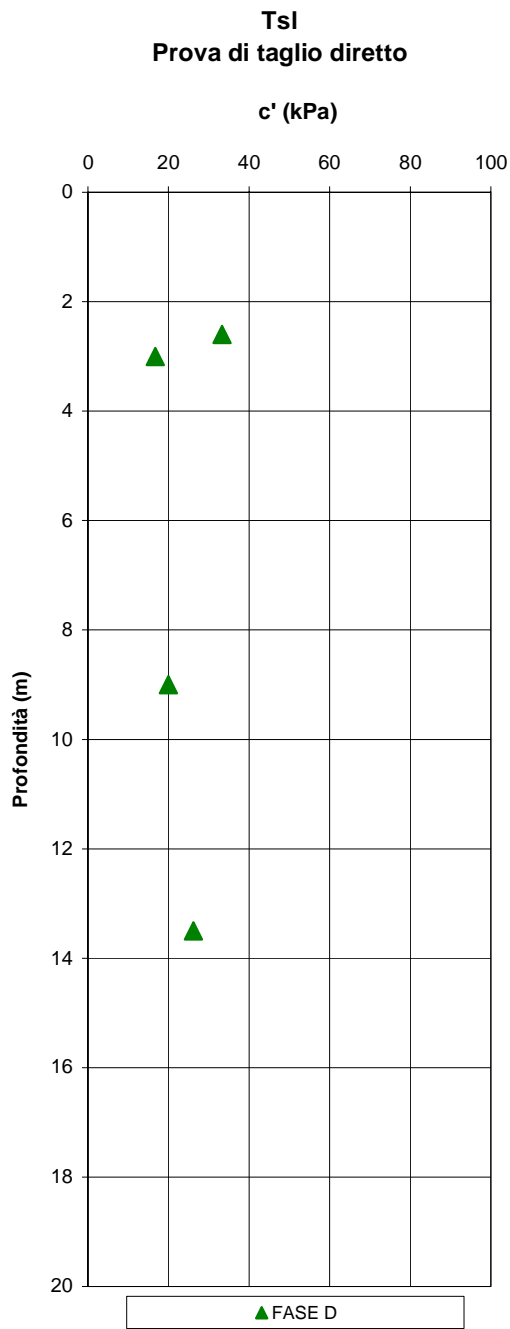


F 25. Carta di plasticità di Casagrande – Tsl

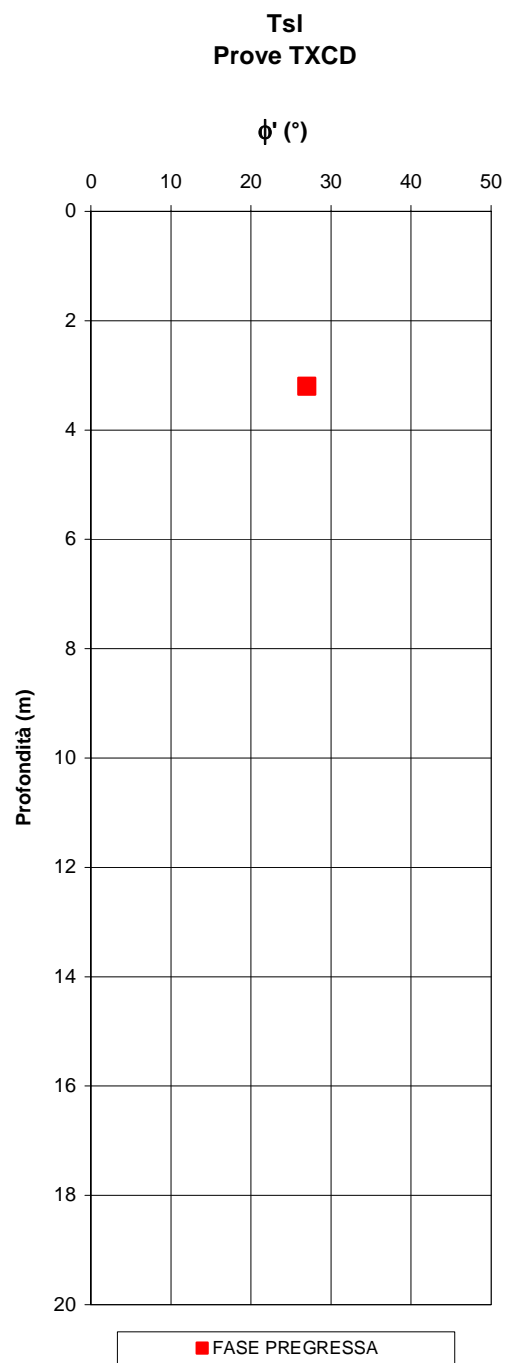
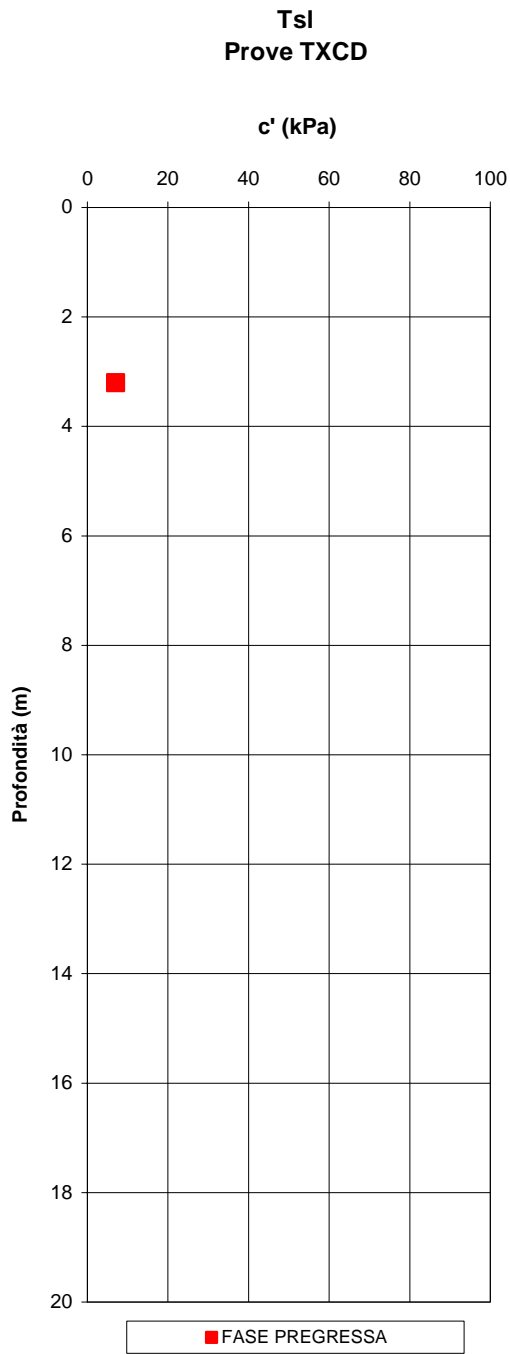
Tsl
Peso di volume naturale



F 26. Peso di volume naturale – Tsl

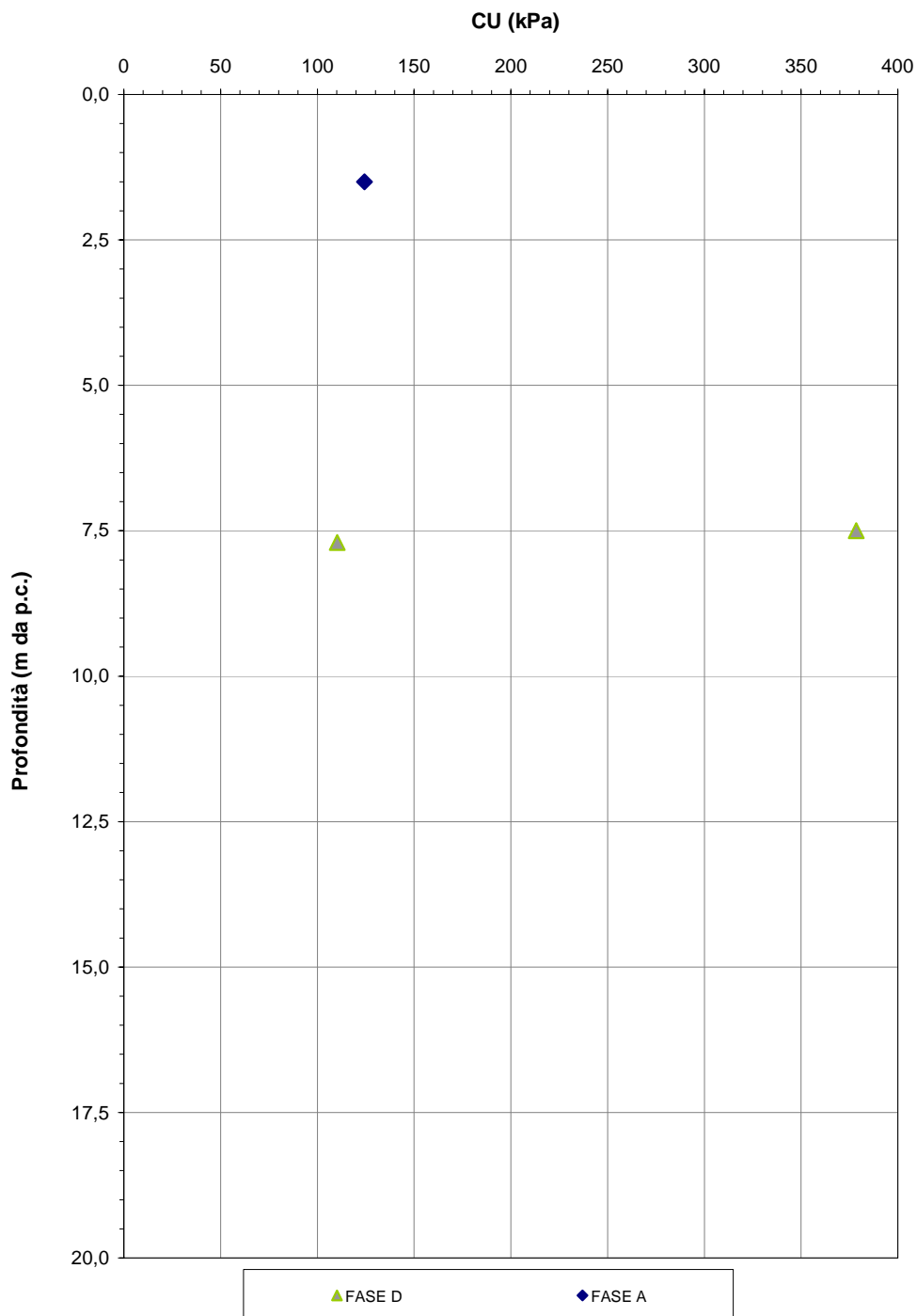


F 27. c' e ϕ' da prove di taglio diretto TD –Tsl



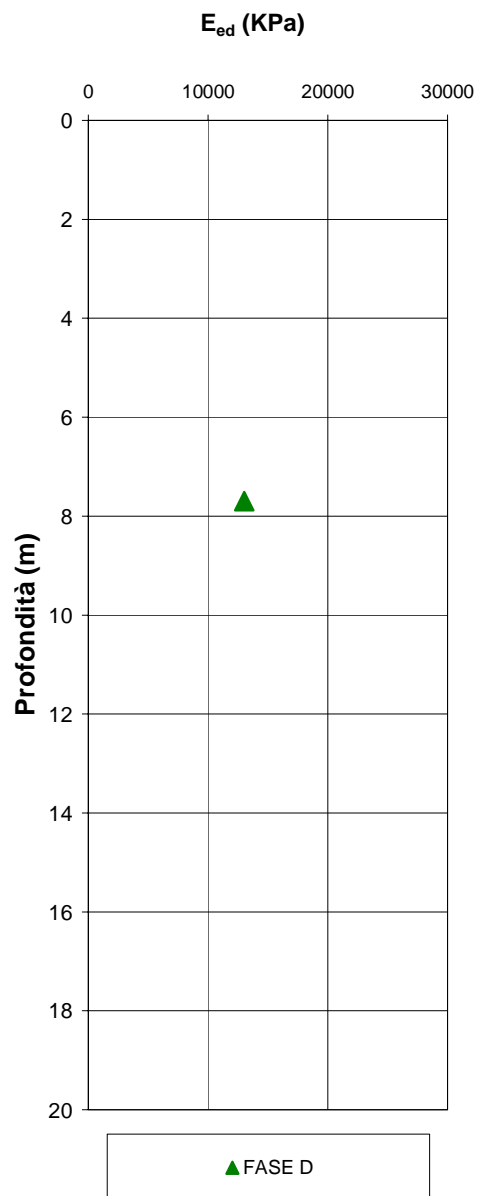
F 28. c' e ϕ' da prove triassiali CD –Tsl

Tsl
Prove TXUU
Resistenza al taglio non drenata



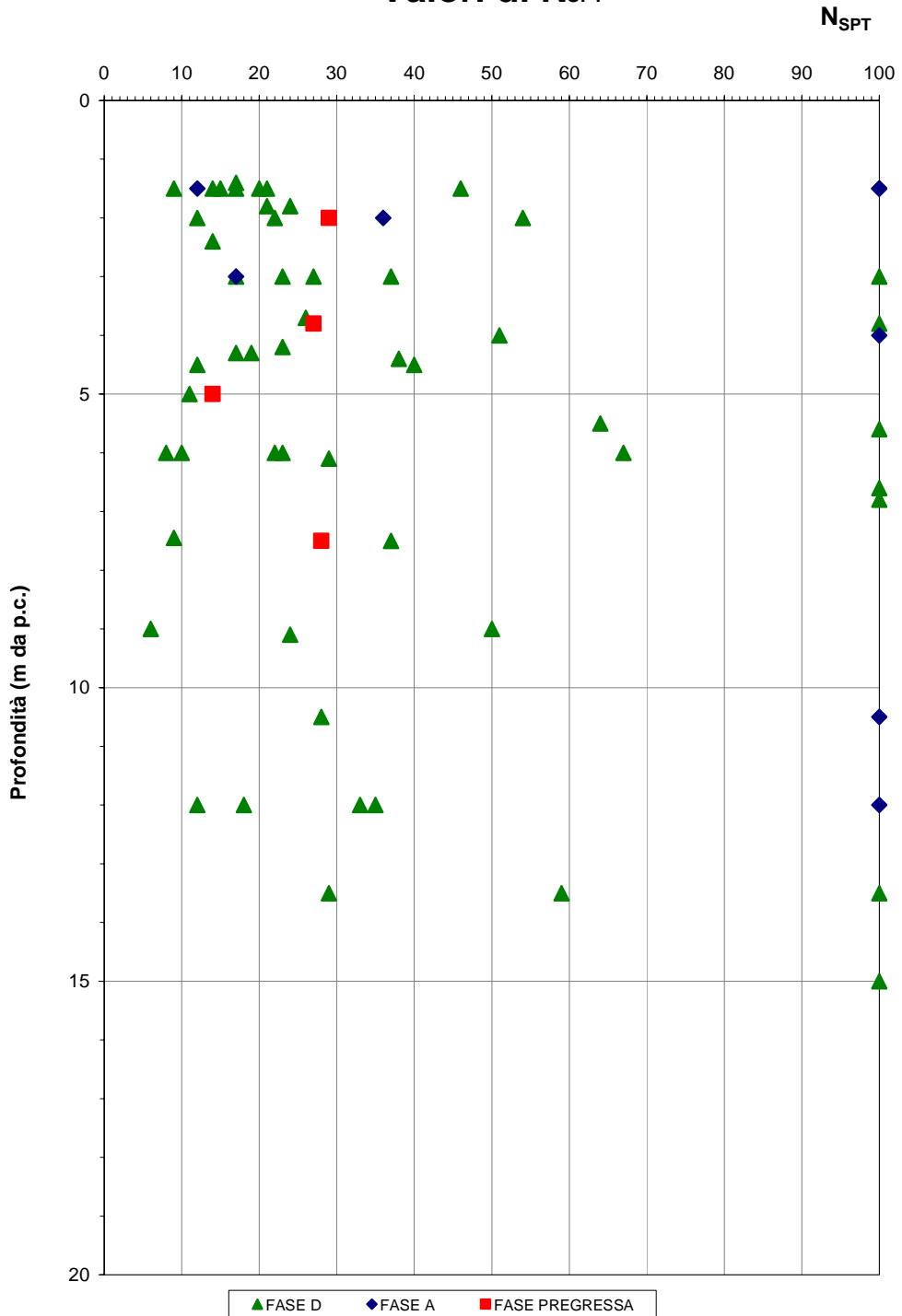
F 29. *Resistenza al taglio non drenata da prove Triassiali TxUU – Tsl*

Tsl
Prova edometrica

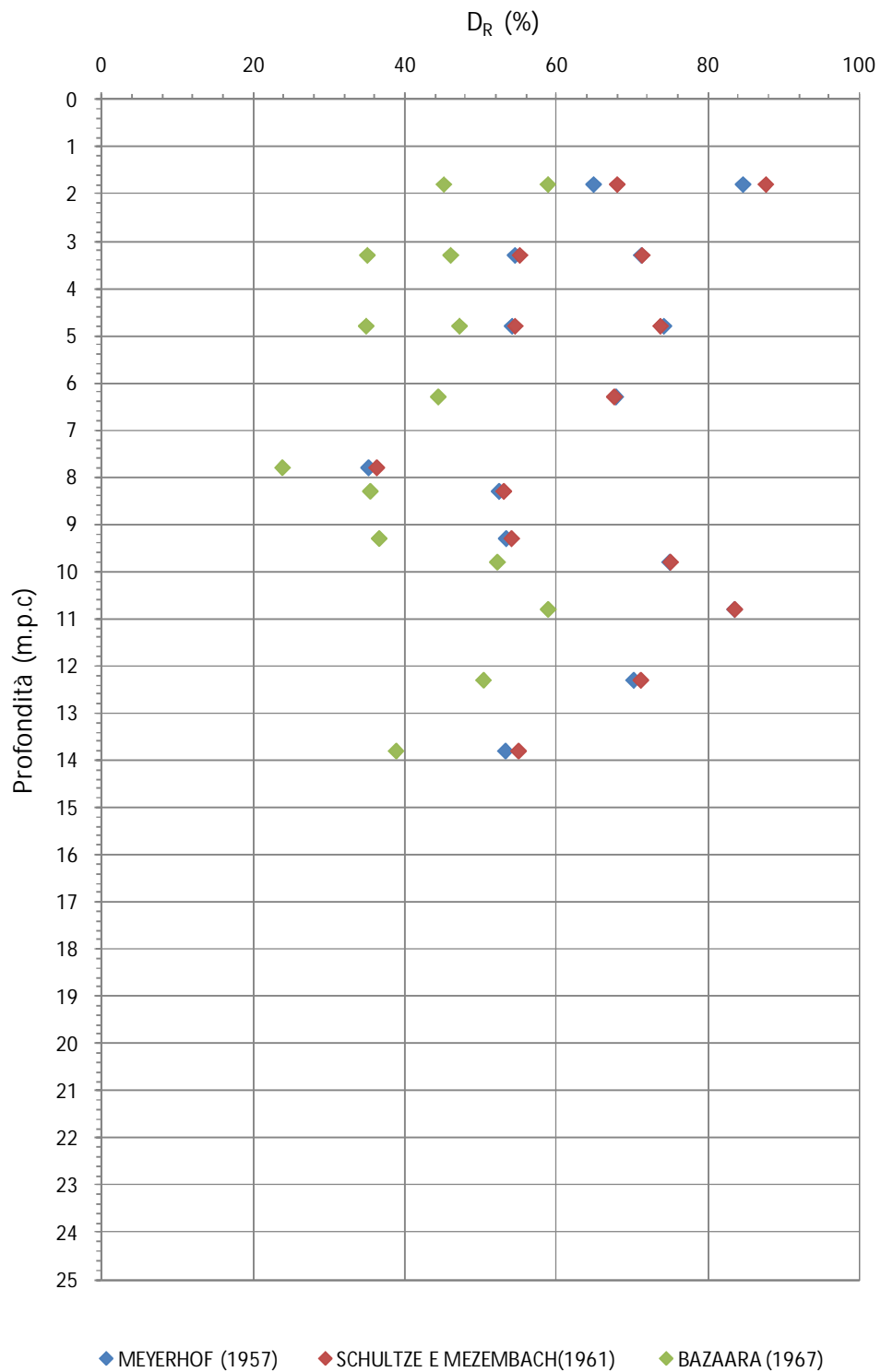


F 30. Prove di compressione edometrica – valori di E_{ed} – Tsl

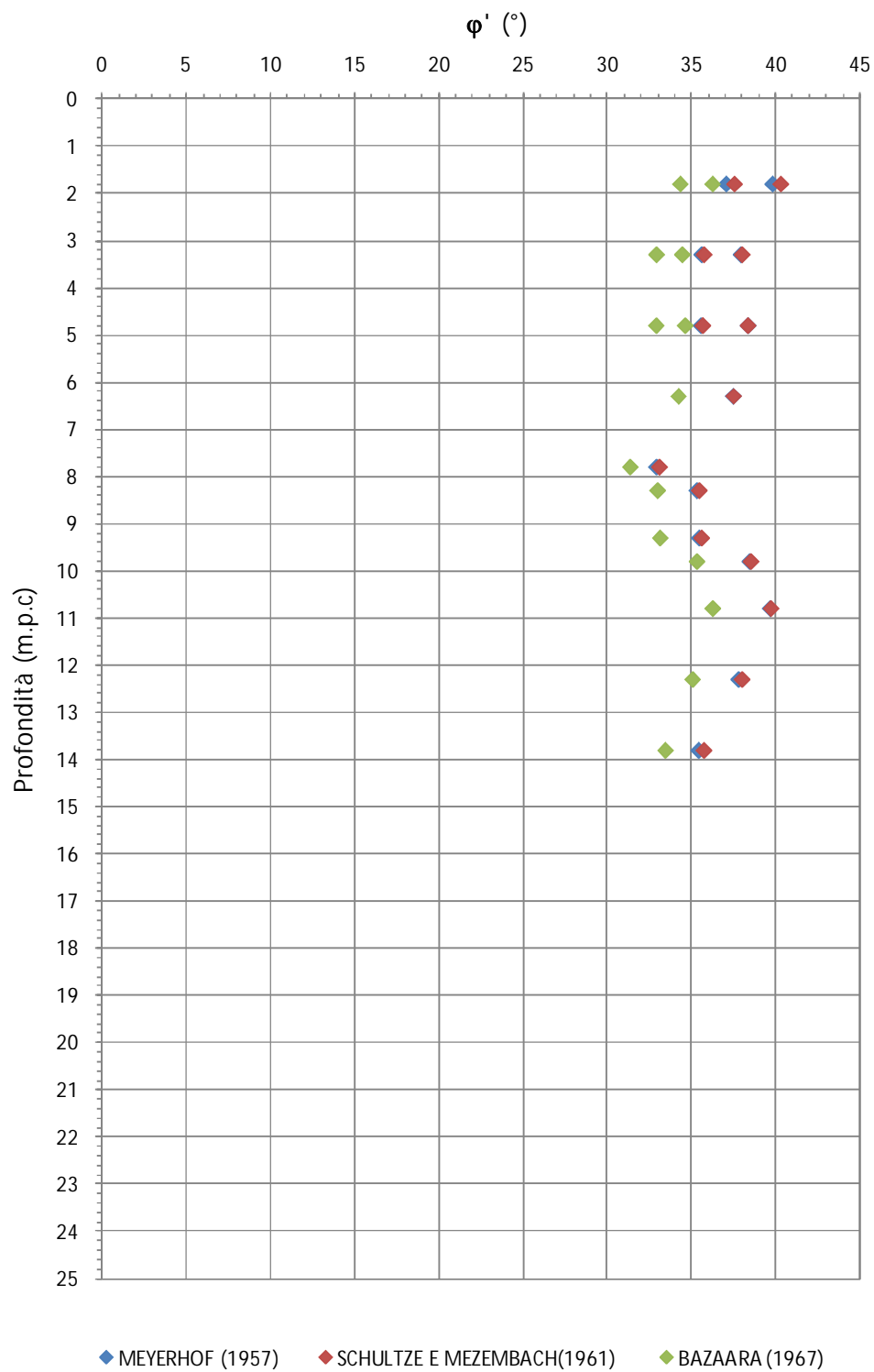
Tsl Valori di N_{SPT}



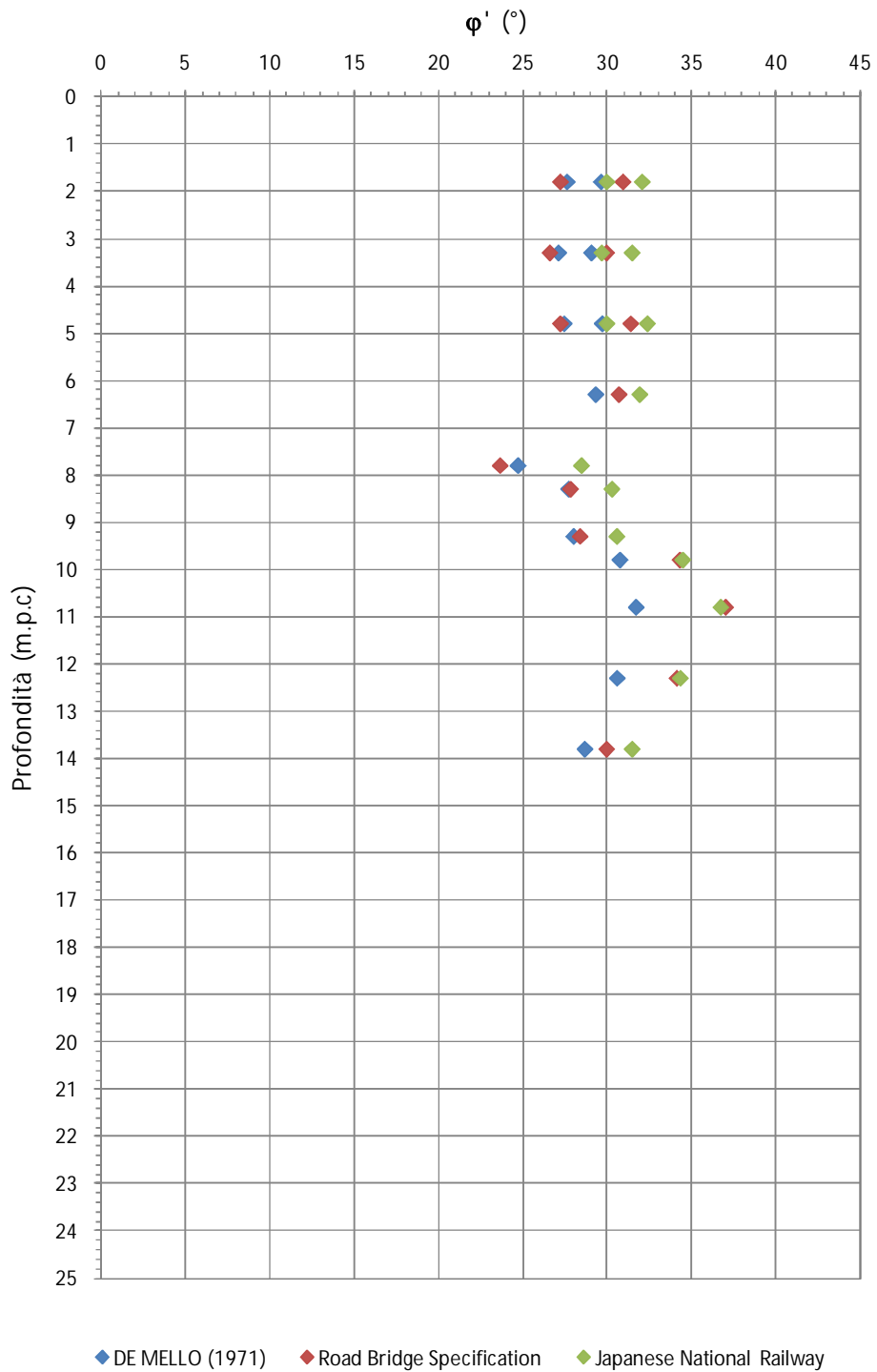
F 31. Valori di N_{SPT} – Tsl



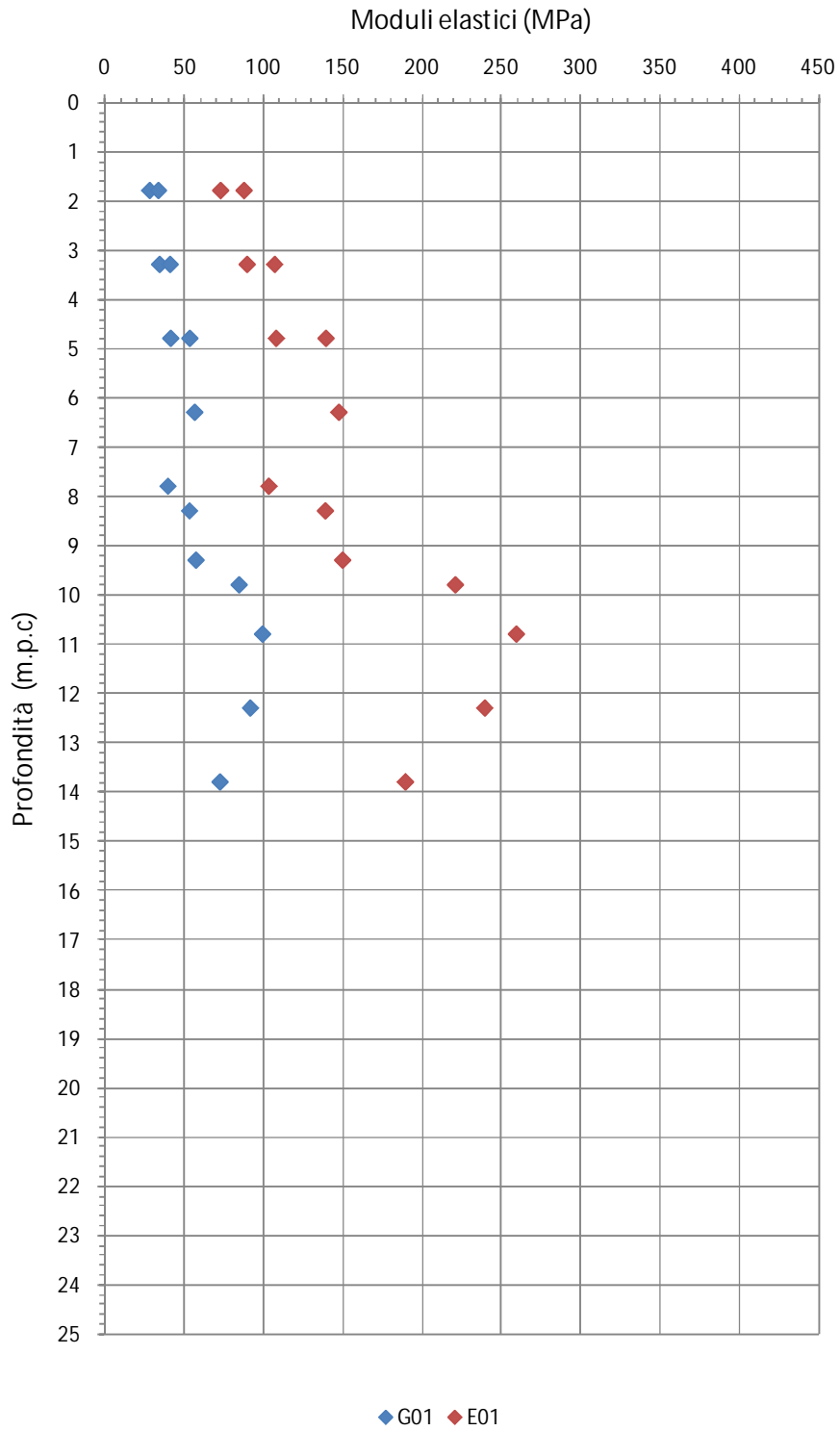
F 32. Valori della densità relativa D_R (Meyerhof [1957] Schultze e Mezembach [1961] Bazaara [1967]) – Tsl



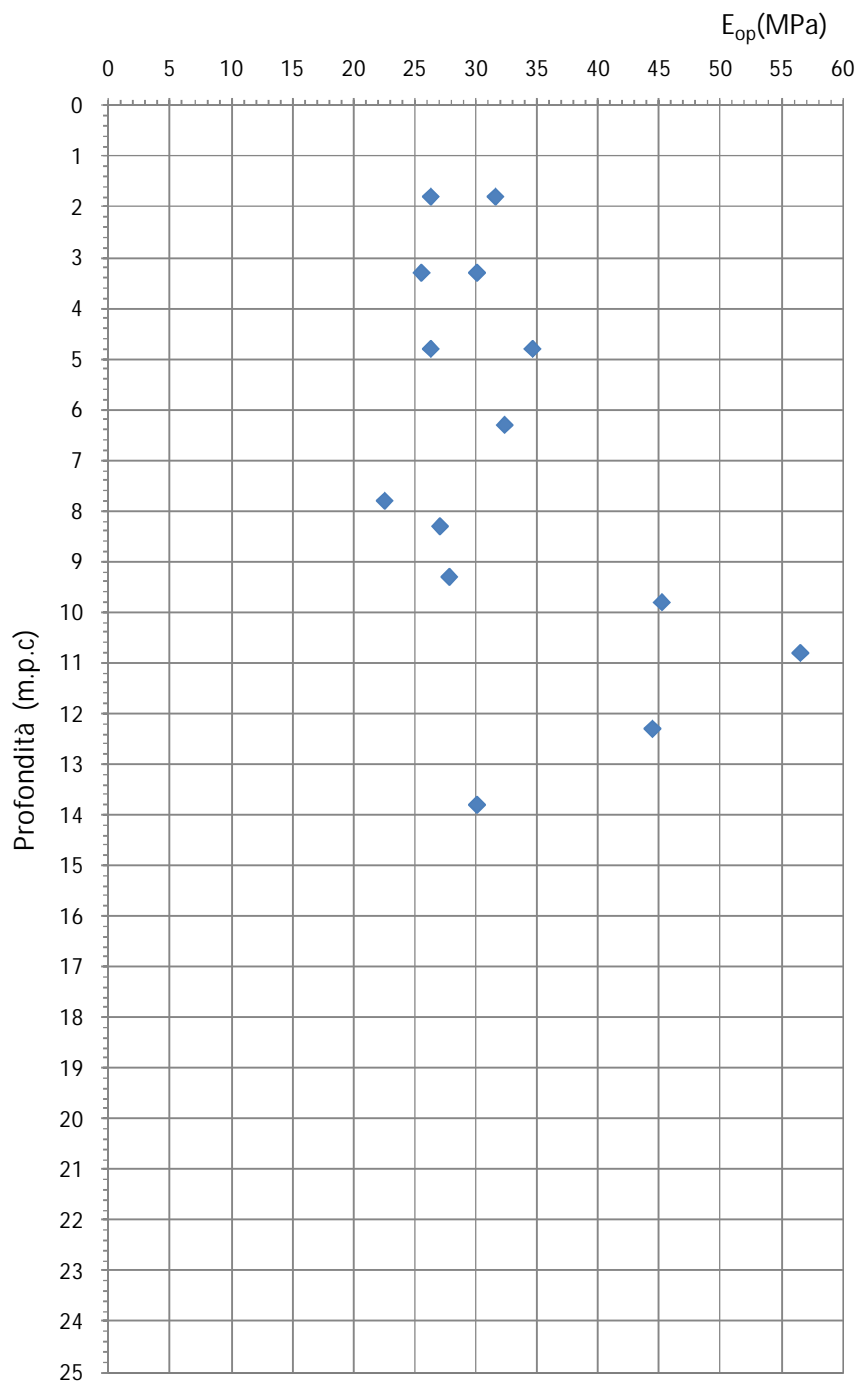
F 33. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (Schmertmann [1975]) – Tsl



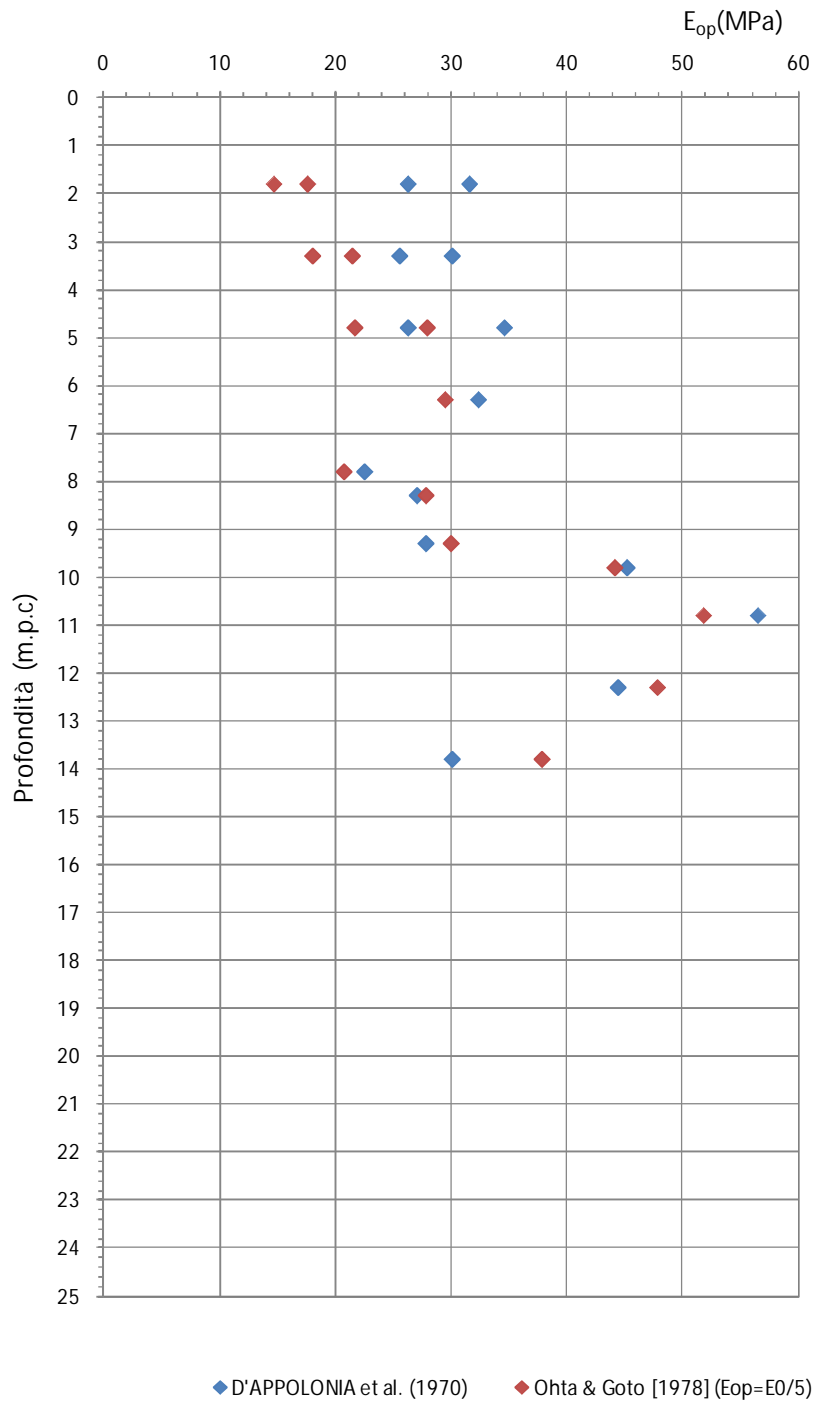
F 34. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (De Mello [1971], Japanese National Railway, Bridge Specification[1971])–
Tsl



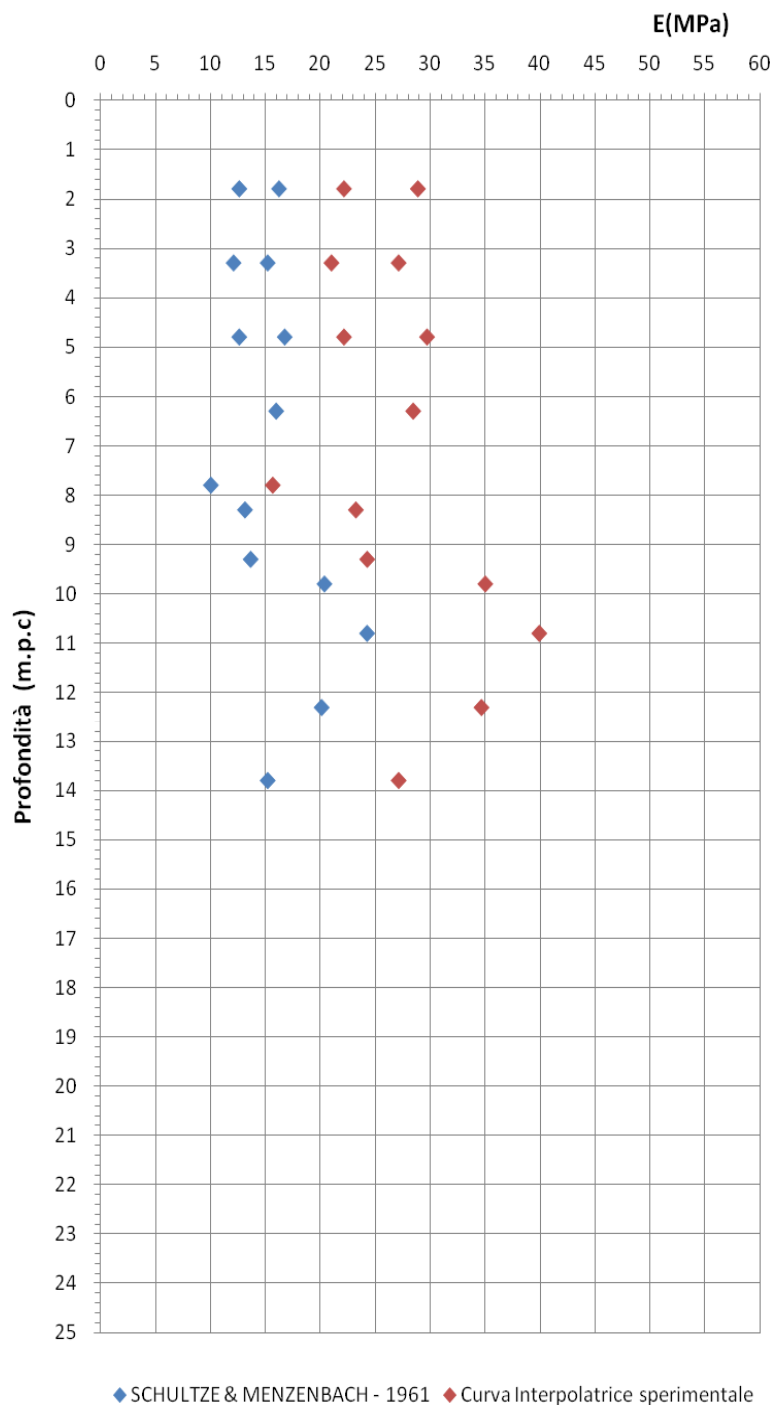
F 35. Modulo elastico a piccole deformazioni (Ohta & Goto [1978]) – Tsl



F 36. Modulo elastico operativo (D'Appolonia [1970]) – Tsl



F 37. Modulo elastico operativo – confronto tra Ohta e Goto [1978] e D'Appolonia [1970] – Tsl



F 38. Modulo elastico operativo – confronto tra Schultze & Mezenbach(1961) e curva interpolante valori sperimentali (Tornaghi[1983],Franke[1983], Ghionna-Lancellotta-Maniscalco [1983], Albert-Hegg-Manassero [1983]) – Tsl

8.5 Ttf

8.5.1 Analisi di laboratorio

Nel corso dell'esecuzione dei sondaggi e dei pozzetti sono stati prelevati n. 32 campioni di terreno, tra indisturbati, rimaneggiati e da materiale di SPT.

Caratteristiche fisiche

Dalle analisi eseguite sui campioni prelevati, la formazione Ttf ha presentato contenuti granulometrici variabili nei seguenti intervalli:

argilla= 0% ÷ 57.15% mediamente 27.08 %

limo= 2.24% ÷ 69.22% mediamente 35.69 %

sabbia= 2.96% ÷ 97.39% mediamente 35.11 %

ghiaia= 0% ÷ 50.82 % mediamente 3.72 %

Il contenuto d'acqua naturale (w_n) risulta compreso tra 24.40% e 68.60% (figura F 39).

L'indice dei vuoti iniziale (e_o) risulta compreso tra 0.65 ed 1.68, mediamente pari a 1.24 (figura F 40).

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) variano generalmente entro i seguenti valori (figura F 41):

LL = limite liquido = 27.3% ÷ 70.08%

IP = indice di plasticità = 12.95% ÷ 48.36%

Facendo riferimento ai campioni indisturbati prelevati, il peso di volume naturale γ_n è risultato compreso tra 14.0 e 19.5 kN/m³, mediamente pari a 16.3 kN/m³ (figura F 42).

Caratteristiche di resistenza al taglio

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite n. 8 prove di taglio diretto (TD) e una prova triassiale non consolidata non drenata (TxUU).

Dai risultati delle prove di taglio diretto TD, i valori ottenuti, in termini di angolo di attrito e coesione, risultano pari a (figura F 43):

$c' = 0 \div 75.43$ kPa, mediamente pari a 40.67 kPa;

$\varphi' = 15^\circ \div 31^\circ$, mediamente pari a 22.8°.

L'unica prova triassiale non consolidata non drenata (TxUU) ha fornito il seguente valore della resistenza al taglio non drenata (figura F 44):

$$c_u = 193.7 \text{ kPa.}$$

Caratteristiche di deformabilità

Su un campione indisturbato prelevato è stata eseguita una prova di compressione edometrica, che ha fornito i seguenti risultati, relativi ad un intervallo di pressione verticale efficace di 50-100 kPa (figura F 45):

Modulo edometrico: $E_{ed}=4045 \text{ kPa}$;

Coefficiente di consolidazione: $c_v = 2.31E-03 \text{ cm}^2/\text{sec}$.

Nella tabella T 6 viene riportata una sintesi dei risultati delle analisi di laboratorio eseguite sui campioni prelevati.

8.5.2 Indagini geotecniche in sito

Caratteristiche di resistenza al taglio

Nel corso della perforazione dei sondaggi sono state eseguite n. 374 prove penetrometriche dinamiche le quali hanno fornito valori di N_{SPT} variabili tra 1 e rifiuto, con valore medio, considerando pari a 100 i rifiuti, pari a 37 (figura F 46).

Sulla base delle prove penetrometriche dinamiche, in termini di tensioni efficaci la formazione T_{tf} può complessivamente essere caratterizzata dai seguenti parametri:

$Dr = 17 \div 100\%$, mediamente pari a 71% (Meyerhof [1957])(figura F 47);

$Dr = 18 \div 100\%$, mediamente pari a 73% (Schultze e Mezembach [1961]) (figura F 47);

$Dr = 11 \div 100\%$, mediamente pari a 54% (Bazaara [1967]) (figura F 47);

$\varphi' = 30 \div 46^\circ$, mediamente pari a 38° (Schmertmann [1975], Meyerhof [1957]) (figura F 48);

$\varphi' = 30 \div 46^\circ$, mediamente pari a 38° (Schmertmann [1975], Schultze e Mezembach [1961])

(figura F 48);

$\varphi' = 29 \div 44^\circ$, mediamente pari a 35° (Schmertmann [1975], Bazaara [1967]) (figura F 48);.

$\varphi' = 19 \div 36^\circ$, mediamente pari a 30° (De Mello [1971]) (figura F 49);

$\varphi' = 27 \div 57^\circ$, mediamente pari a 36° (Japanese National Railway) (figura F 49)

$\varphi' = 19 \div 53.7^\circ$, mediamente pari a 35° (Road Bridge Specification[1971]) (figura F 49).

Dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, si ritiene pertanto ragionevole adottare per tale formazione il seguente range di valori di angolo di attrito in condizioni drenate

$$\varphi' = 35^\circ \div 40^\circ.$$

Tali valori risultano pienamente confermati dai risultati delle prove di laboratorio che consentono la stima della quota parte di resistenza attribuibile alla coesione drenata c' a fronte di valori di angolo di attrito inferiori.

Sempre sulla base delle prove penetrometriche dinamiche SPT, in condizioni di tensioni totali la formazione Ttf può complessivamente essere caratterizzata dai seguenti valori di resistenza al taglio non drenata (figura F 50):

$$c_u = 6 \div 654 \text{ kPa, mediamente pari a } 244 \text{ kPa (NAVFAC [1971])}$$

Caratteristiche di deformabilità

Dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, l'intervallo di valori del modulo elastico a piccole deformazioni E_0 e del modulo di taglio G_0 stimati mediante la correlazione di Ohta e Goto [1978] e rappresentativi della formazione in esame, è risultato:

$$E_0 = 95 \div 793 \text{ (MPa), mediamante pari a } 366 \text{ MPa (figura F 51).$$

$$G_0 = 21 \div 129 \text{ (MPa), mediamente pari a } 51 \text{ MPa (figura F 51).$$

I moduli di Young operativi (E_{op}), da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e opere di sostegno, sono dell'ordine di $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$.

L'applicazione della correlazione di D'Appolonia (1970) relativa a sabbie e ghiaie NC, porta a stimare mediamente un modulo elastico operativo rappresentativo del deposito nel suo insieme.

$E = 19 \div 94 \text{ (MPa), mediamente pari a } 47 \text{ (D'Appollonia [1970] per sabbia e ghiaia NC, vedi figura 0).$

Nella figura F 53 è riportato un confronto tra D'Appolonia (1970) Ohta e Goto [1978].

Nella figura F 54 sono posti a confronto i valori dei moduli elastici operativi ottenuti secondo SCHULTZE & MENZENBACH (1961) $E = 8 \div 75 \text{ MPa, mediamente pari a } 25 \text{ MPa}$ e con quelli ottenuti dalla interpolazione di dati sperimentali con pressiometro e screw plate su sabbie e sabbie fini limose (rif. Tornaghi, Franke, Ghionna-Lancellotta-Maniscalco e Albert-Hegg-Manassero, 1983) $E = 9 \div 80 \text{ MPa, mediamente pari a } 38 \text{ MPa.}$

Prove pressiometriche

Sui terreni Ttf sono state eseguite anche 4 prove pressiometriche in foro. I risultati sono esposti nella seguente tabella.

SONDAGGIO	Profondità prova m	Modulo pressiometrico E_p MPa	E_{young} MPa	c_u kPa	$\phi + c'$
6a-SD32bis	5,70	36,520	73,030		36°
6a-SD33	7,30	10,800	21,610		31°
6b-SD11	7,00	27,233	54,466	227	
6b-SD19	4,00	19,600	39,200	202	

Il valore medio del modulo E_{young} è risultato di 47 MPa, in accordo con i valori di modulo operativo riportati in precedenza. Anche i valori di coesione non drenata, in media $c_u = 215$ kPa, sono in accordo con i valori medi ottenuti in sito e con quelli massimi ottenuti in laboratorio sui terreni Ttf.

Caratteristiche di permeabilità

Le prove di permeabilità in foro tipo Lefranc eseguite sui terreni Ttf sono riassunte nella tabella che segue:

sondaggio	tratto prova m da p.c.	Tipo prova	k cm/sec	k (AGI) cm/sec
6a-SD32	7,0 - 7,5	carico variabile	$1,60 \times 10^{-3}$	
6a-SD33	11,7 - 12,0	carico variabile	$8,50 \times 10^{-4}$	
6a-SD33	16,2 - 16,5	carico variabile	$1,60 \times 10^{-3}$	
6a-SD33bis	17,0 - 17,5	carico variabile	$2,60 \times 10^{-3}$	
6b-SD4bis	26,0 - 27,0	carico variabile	$1,23 \times 10^{-3}$	$3,66 \times 10^{-3}$
6b-SD5bis	16,8 - 18,0	carico variabile	$1,34 \times 10^{-3}$	
6b-SD6	18,0 - 18,5	carico variabile	$2,12 \times 10^{-3}$	
6b-SD7	4,5 - 6,0	carico variabile	$5,05 \times 10^{-4}$	
6b-SD7bis	9,5 - 10,2	carico variabile	$2,73 \times 10^{-3}$	
6b-SD8bis	12,0 - 13,0	carico variabile	$4,23 \times 10^{-4}$	
6b-SD10	15,0 - 16,5	carico variabile	$6,73 \times 10^{-3}$	$1,08 \times 10^{-2}$
6b-SD11bis	7,5 - 9,0	carico variabile	$4,43 \times 10^{-4}$	
6b-SD13	12,0 - 13,5	carico variabile	$5,59 \times 10^{-5}$	
6b-SD13ter	10,5 - 12,0	carico variabile	$1,21 \times 10^{-3}$	
6b-SD14ter	16,5 - 18,0	carico variabile	$2,93 \times 10^{-4}$	
6b-SD15	13,5 - 15,0	carico variabile	$6,51 \times 10^{-4}$	
6b-SD21bis	10,5 - 12,0	carico variabile	$1,65 \times 10^{-3}$	$3,28 \times 10^{-3}$

La permeabilità media è risultata $k = 1.53 \times 10^{-3}$ cm²/sec.

8.5.3 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

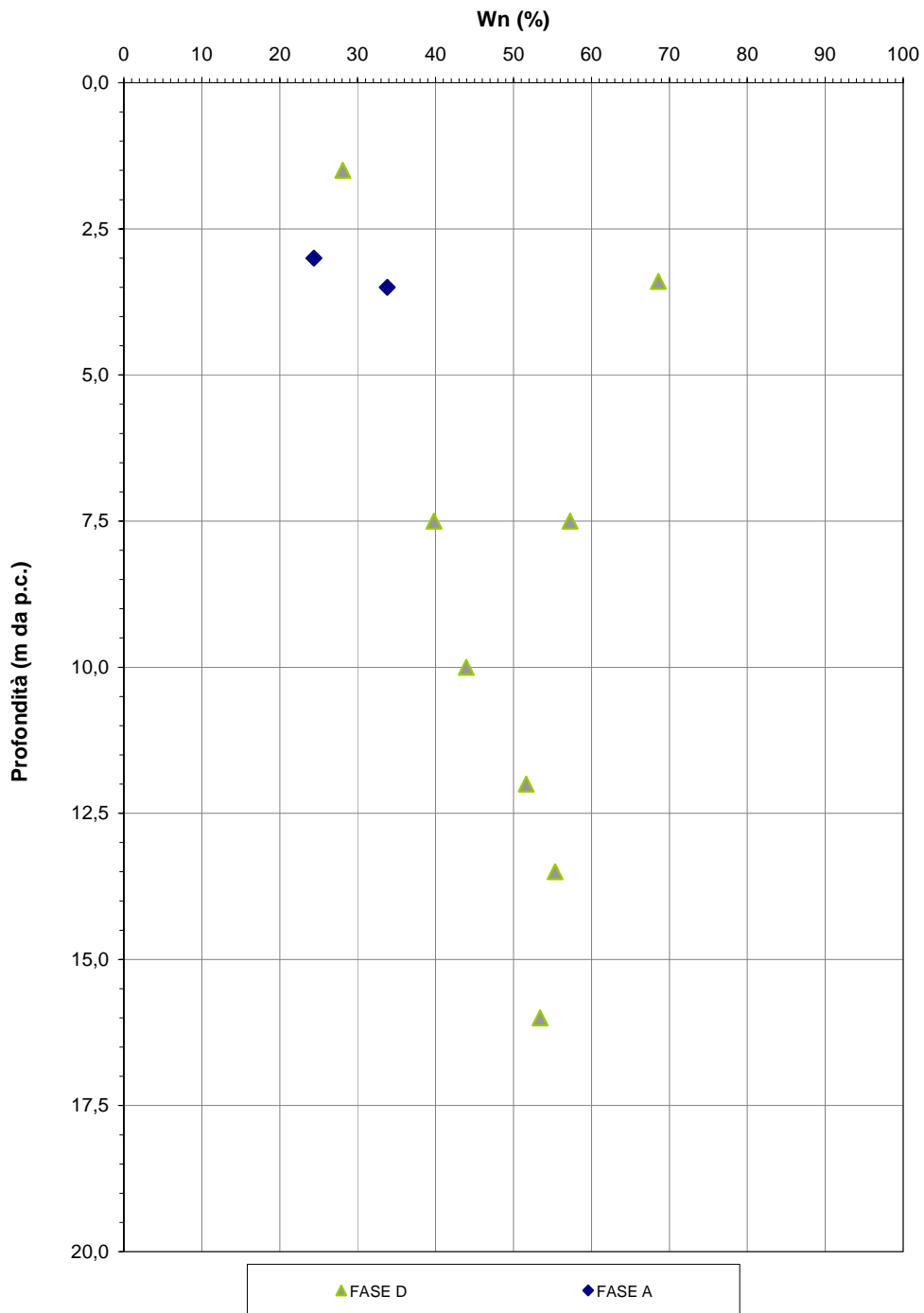
Sulla base dei risultati delle indagini in sito e in laboratorio effettuate, i parametri geotecnici caratteristici assunti per la caratterizzazione della formazione Ttf sono riassunti nella seguente tabella:

Ttf	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	16
Coesione non drenata c_u (kPa)	150
Angolo di attrito ϕ' (°)	20 ÷ 22
Coesione drenata c' (kPa)	25 ÷ 40
Modulo edometrico E_{ed} (MPa)	4
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	20 ÷ 30
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (kN/m³)	20000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	10000

Sondaggio	Campione	Tipo di campione	Profondità iniziale	Profondità finale	Profondità falda in foro	γ_{nat}	Gs	γ_d	w_n	w_l	w_p	I_p	I_L	A	I_c	e_0	S	Compressione semplice				Taglio diretto		Triassiale UU	Edometrica					Granulometria ASTM							
																		σ_c	ν	E sec	E tg	c'	ϕ	c_u	σ'	Eed	Cv	C_α	K	GH	S	L	A	L + A			
			(m da p.c.)	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(kN/m ³)	(g/cm ³)	(kN/m ³)	(%)	(%)	(%)						(%)	(kPa)	(-)	(MPa)	(MPa)	(kPa)	(°)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(cm ³ /sec)	(%)	(m/sec)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)			
PzD2	Cr1	Rim	1.5																														0.25	94.51	5.24	0.00	5.24
PzD2	Cr2	Rim	3.0																														0.37	97.39	2.24	0.00	2.24
SD 4	CR 1		1.0	1.4	10.6																											0.01	81.75	18.24	0.00	18.24	
SD 4	CR 2		4.0	4.4	10.6																											0.00	88.96	11.04	0.00	11.04	
SD 4	CI 1		7.5	7.9	10.6	15.8	2.694	11.3	39.8	64.2	42.2	22.0	-0.11	0.44	1.11	1.35	80.3					30.0	29.0								1.07	3.39	45.72	49.82	95.54		
SA1	CI 1		3.0	3.4	9.9	19.5	2.730	15.7	24.4	39.0	20.0	19.0										43.9	21.2			50-100	4045	2.31E-03	0.021	5.60E-10	0.00	43.71	24.61	31.68	56.29		
SA1	CR 1		5.0	5.5	9.9																											0.04	4.93	50.42	44.61	95.03	
PzD3	Cr1	Rim	1.1								n.p.																					1.17	66.99	17.32	14.52	31.84	
PzD3	Cr2	Rim	3.3																													0.23	48.93	36.62	14.22	50.84	
SD 5	CR 1		1.0	1.5																												0.26	38.20	17.42	44.12	61.54	
SD 5	CR 2		4.0	4.5																												0.81	77.95	21.24	0.00	21.24	
PzD12	Cr1	Rim	1.2																													0.18	12.98	50.22	36.62	86.84	
PzD12	Cr2	Rim	2.5																													1.53	45.63	35.22	17.62	52.84	
PzD13	Cr1	Rim	1.1																													8.78	27.58	41.42	22.22	63.64	
PzD13	Cr2	Rim	2.5																													4.35	12.01	52.42	31.22	83.64	
SD 16	CI 1		1.5	2.0	3.9	18.8	2.707	14.7	28.1	56.8	32.6	24.3	-0.18	0.47	1.18	0.81	94.6					0.0	20.0							1.54	27.22	20.12	51.12	71.24			
SA 5	CI 1		3.5	3.9	5.6	17.2	2.695	12.8	33.8	67.0	28.0	39.0										35.1	26.4							0.93	25.13	16.80	57.15	73.95			
PzD14	Cr1	Rim	3.4																													6.95	37.01	40.98	15.06	56.04	
SD 17	CR 1		2.7	3.0																												0.09	6.37	56.42	37.12	93.54	
SD 17	CR 2		4.0	4.4	8.7																											0.06	26.10	57.82	16.02	73.84	
SD 17	CR 3		5.0	5.5	8.7																											33.52	45.24	21.24	0.00	21.24	
SD 17	CI 1		7.5	8.0	8.7	15.7	2.624	10.0	57.3																						0.36	13.40	63.22	23.02	86.24		
SD 17	SPT 6		10.5	10.9	8.7																											1.20	21.56	43.32	30.92	74.24	
SD 17	CI 2		12.0	12.5	8.7	14.8	2.654	9.8	51.6	54.8	39.1	15.7	0.80	0.49	0.20	1.68	82.1														0.04	13.72	54.22	32.02	86.24		
SD 17 bis	CR 1		4.0	4.5	9.4																											2.61	38.15	49.12	10.12	59.24	
SD 17 bis	CR 2		7.0	7.8	9.4																											50.82	36.94	12.24	0.00	12.24	
SD 17 bis	CI 1		10.0	10.5	9.4	16.3	2.662	11.3	43.9	59.6	36.1	23.6	0.33	0.62	0.67	1.36	86.9					26.6	31.0							1.39	21.37	39.42	37.82	77.24			
SD 17 bis	CI 2		13.5	14.1	9.4	15.5		10.0	55.4	35.8	19.2	16.6	2.18	0.98	-1.18										193.70						0.04	13.72	69.22	17.02	86.24		
SD 17 bis	CR 4		16.0	16.4		15.1		9.8	53.4	65.3	25.0	40.3	0.71	0.92	0.29																0.00	13.76	42.62	43.62	86.24		
PzD15	Cr1	Rim	1.2																													0.38	12.58	46.68	40.36	87.04	
PzD15	Cr2	Rim	3.0																													0.00	2.96	47.38	49.66	97.04	
SD 21	CI 1		3.4	4.0	1.7	14.0	2.466	8.3	68.6	66.0	44.0	22.0																			0.00	23.34	31.84	44.82	76.66		

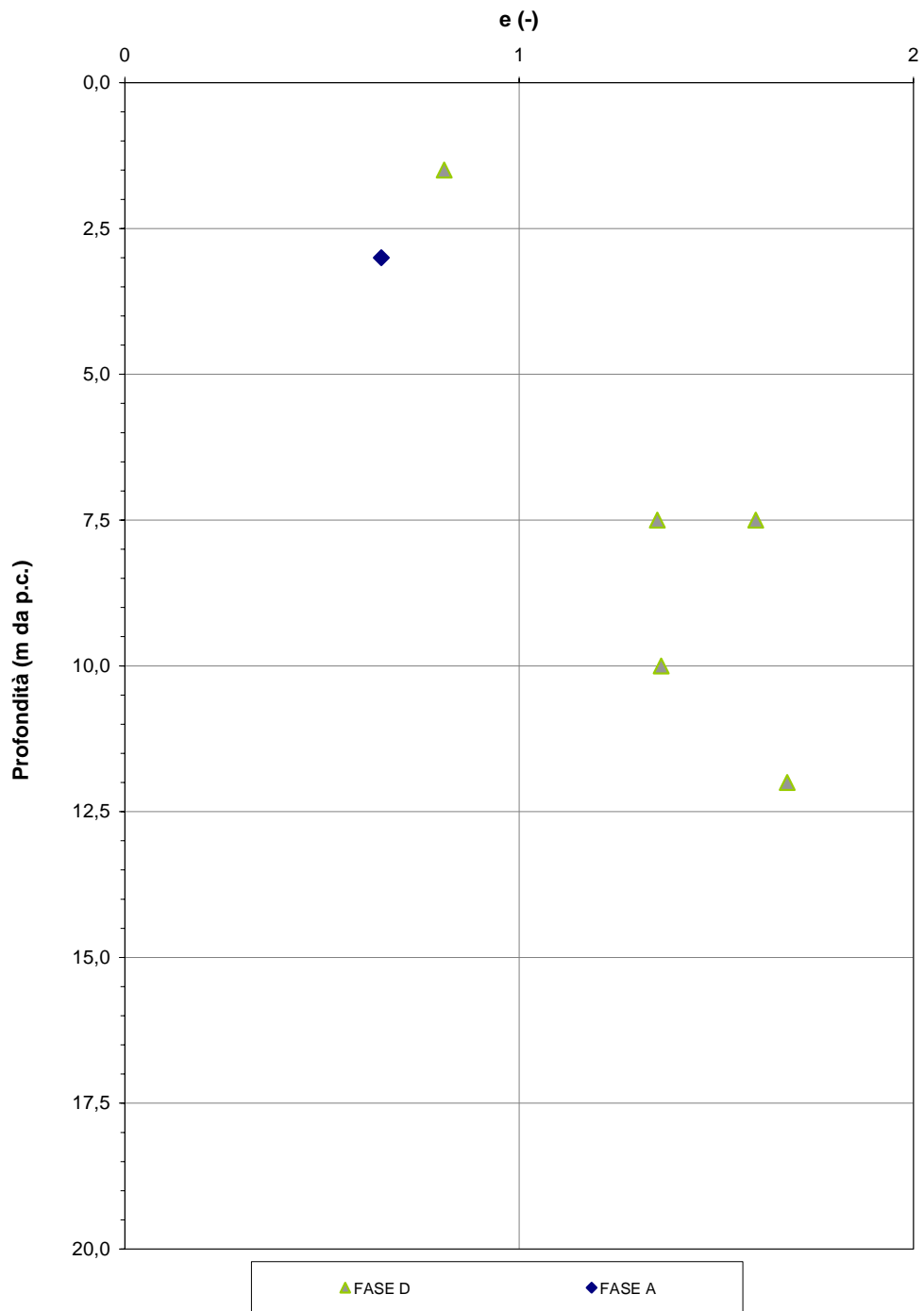
T 6. sintesi dei risultati delle prove di laboratorio – Ttf

Ttf
Contenuto d'acqua naturale

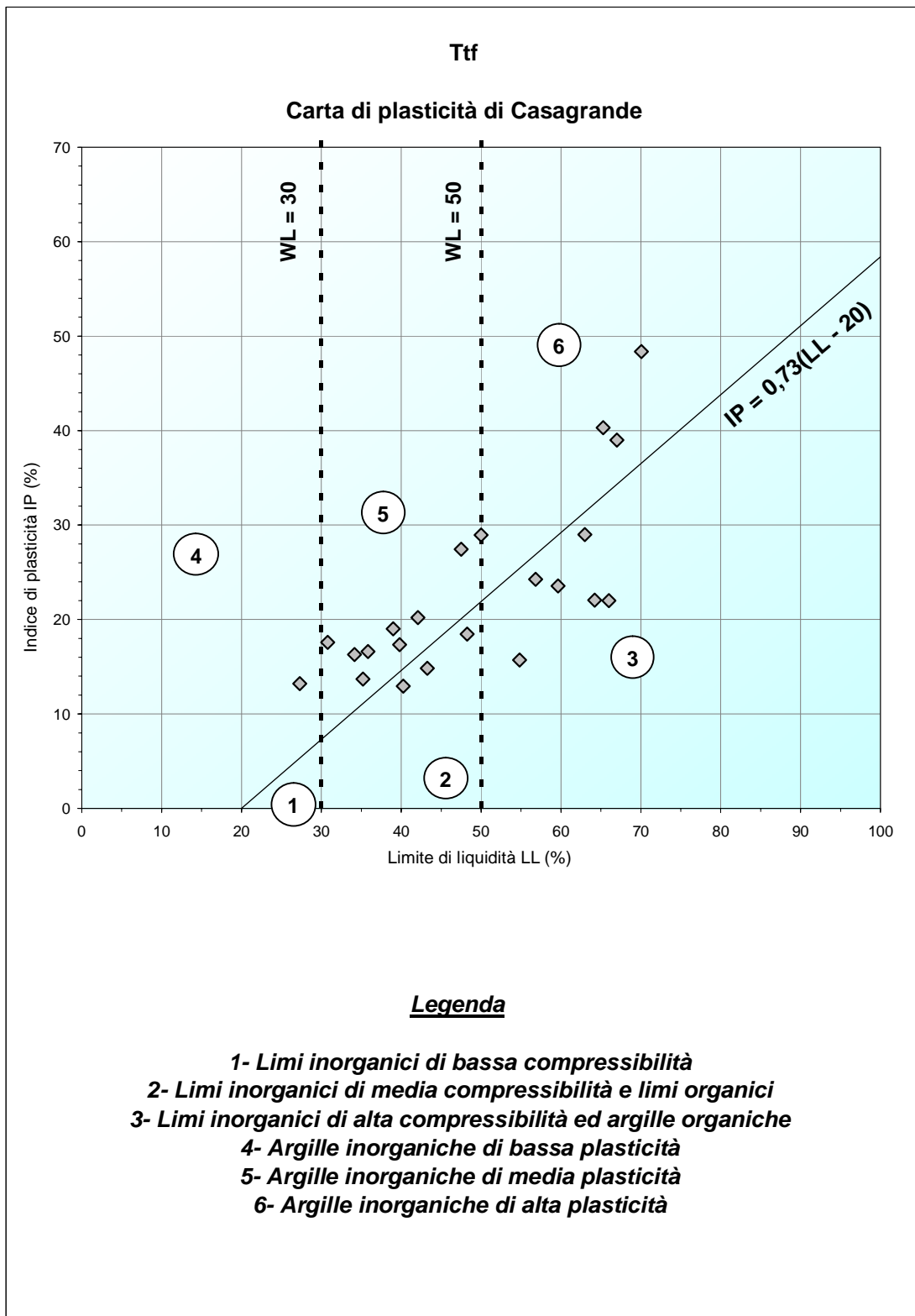


F 39. Contenuto d'acqua naturale – Ttf

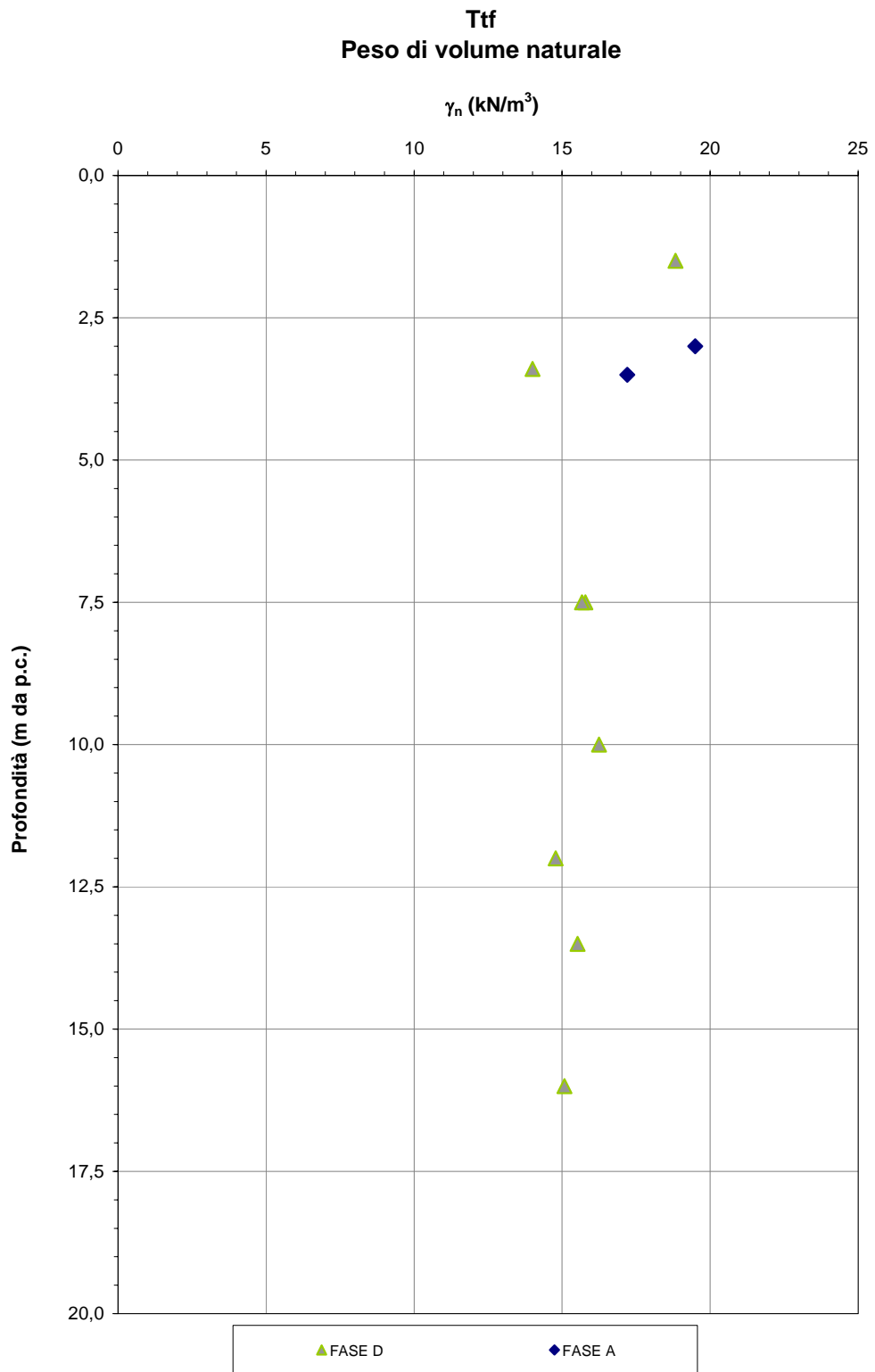
Ttf
Indice dei vuoti



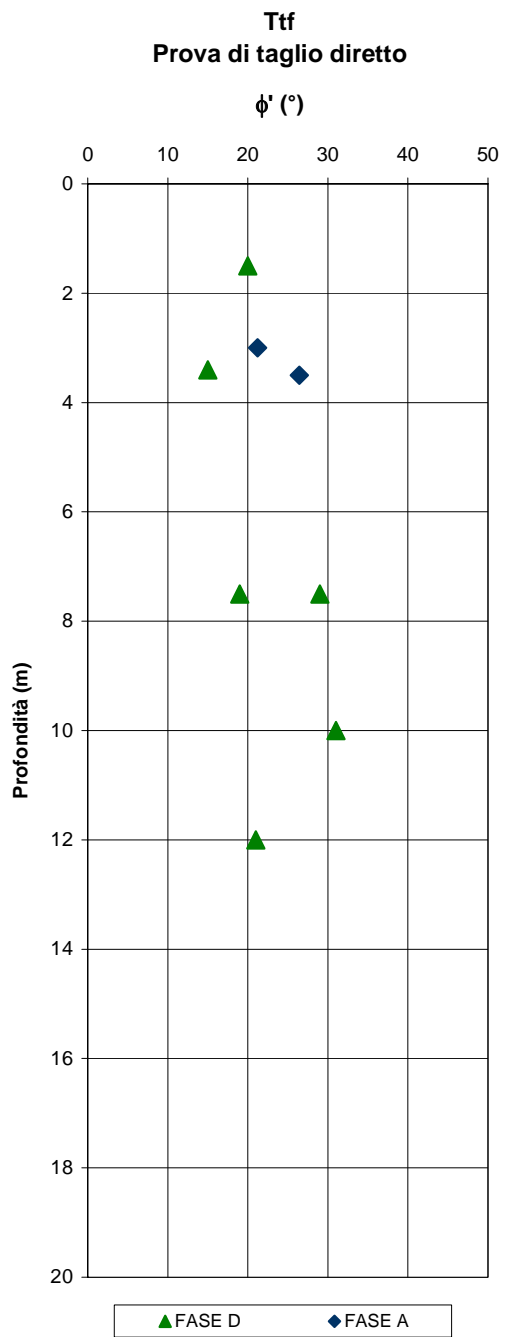
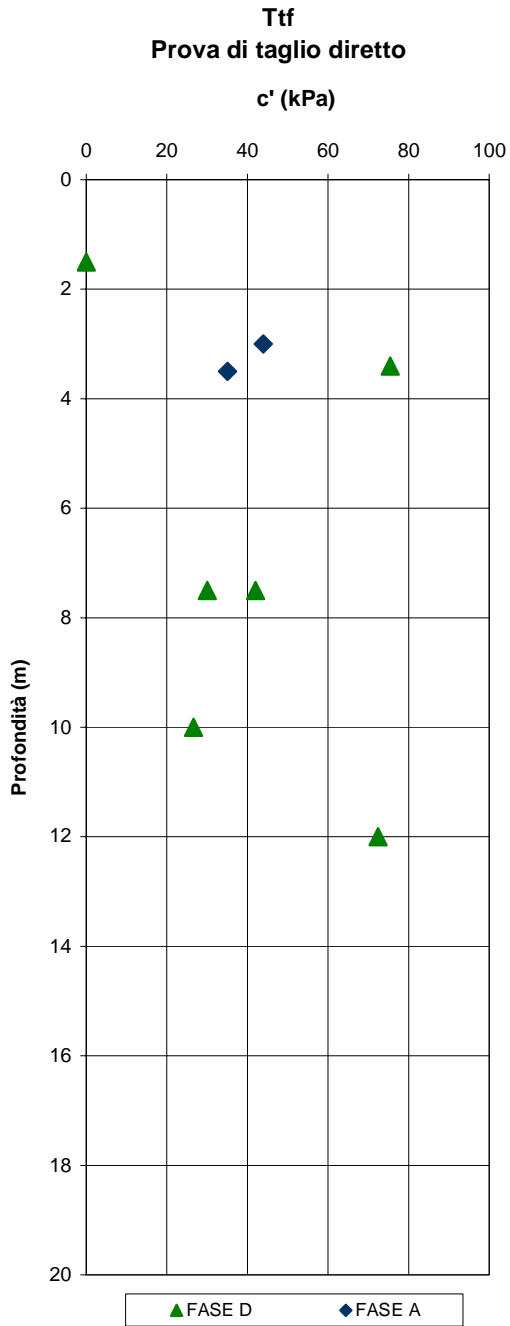
F 40.Indice dei vuoti iniziale – Ttf



F 41. Carta di plasticità di Casagrande – Ttf

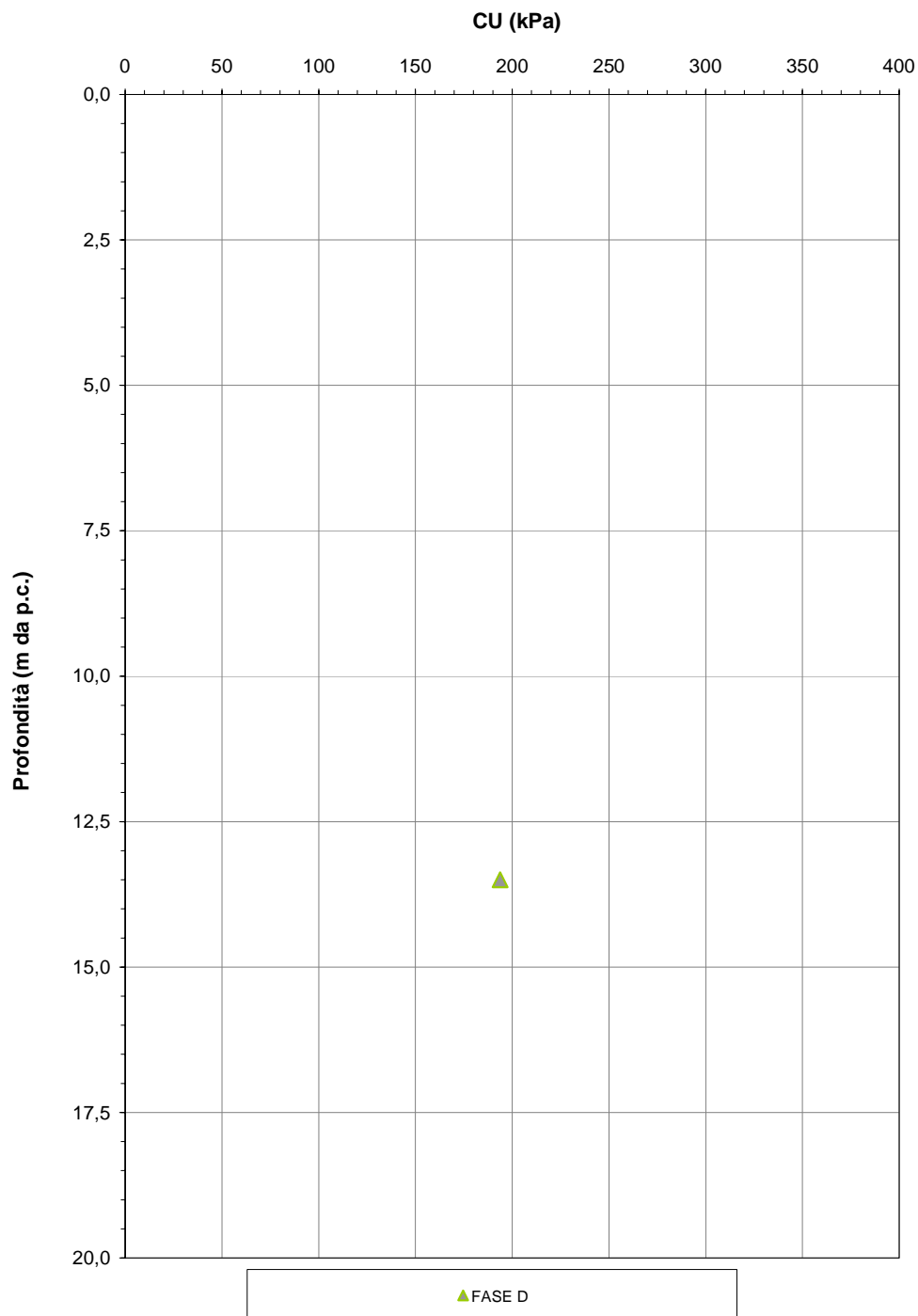


F 42. Peso di volume naturale – Ttf



F 43.c' e ϕ' da prove di taglio diretto TD – Ttf

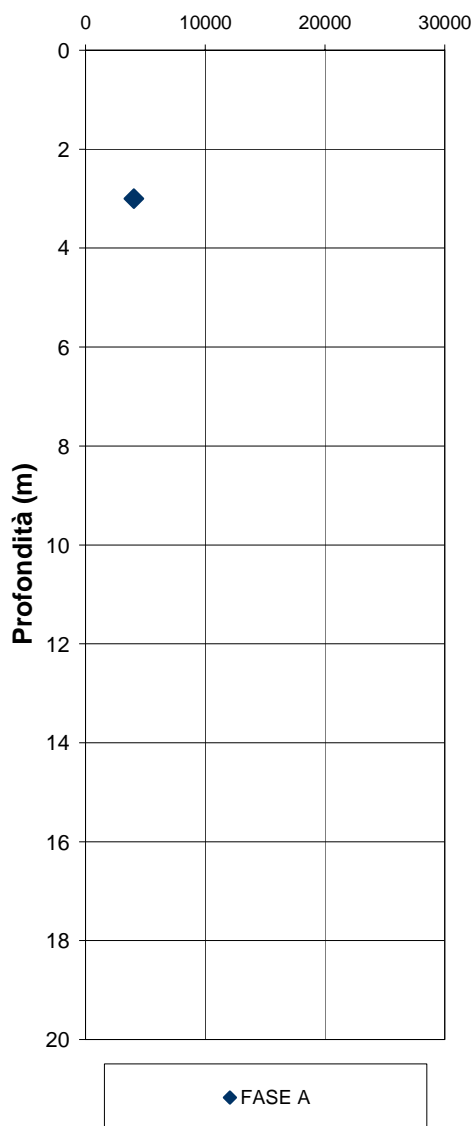
Tsl
Prove TXUU
Resistenza al taglio non drenata



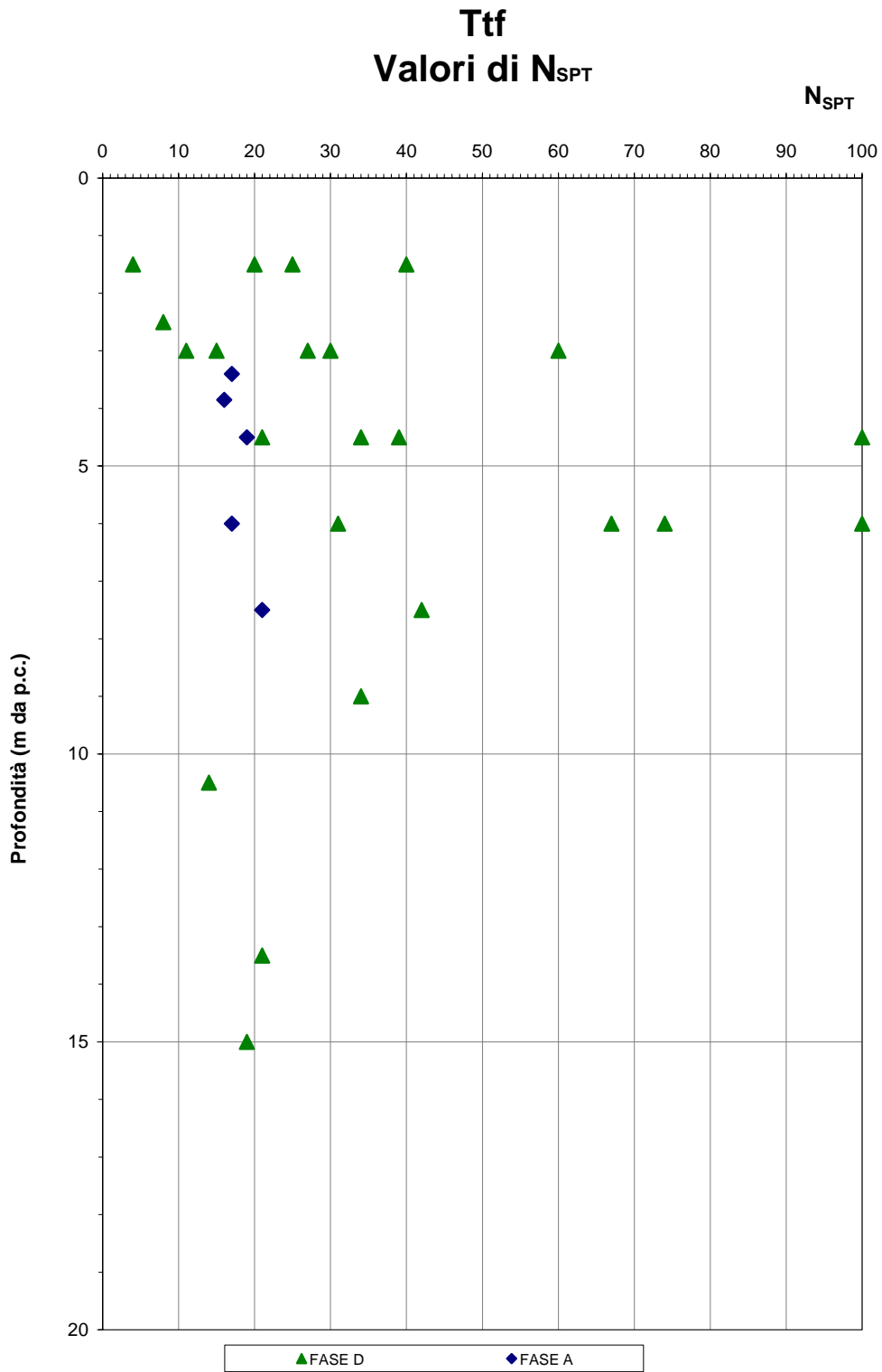
F 44. Resistenza al taglio non drenata da prove Triassiali TxUU – Ttf

Ttf
Prova edometrica

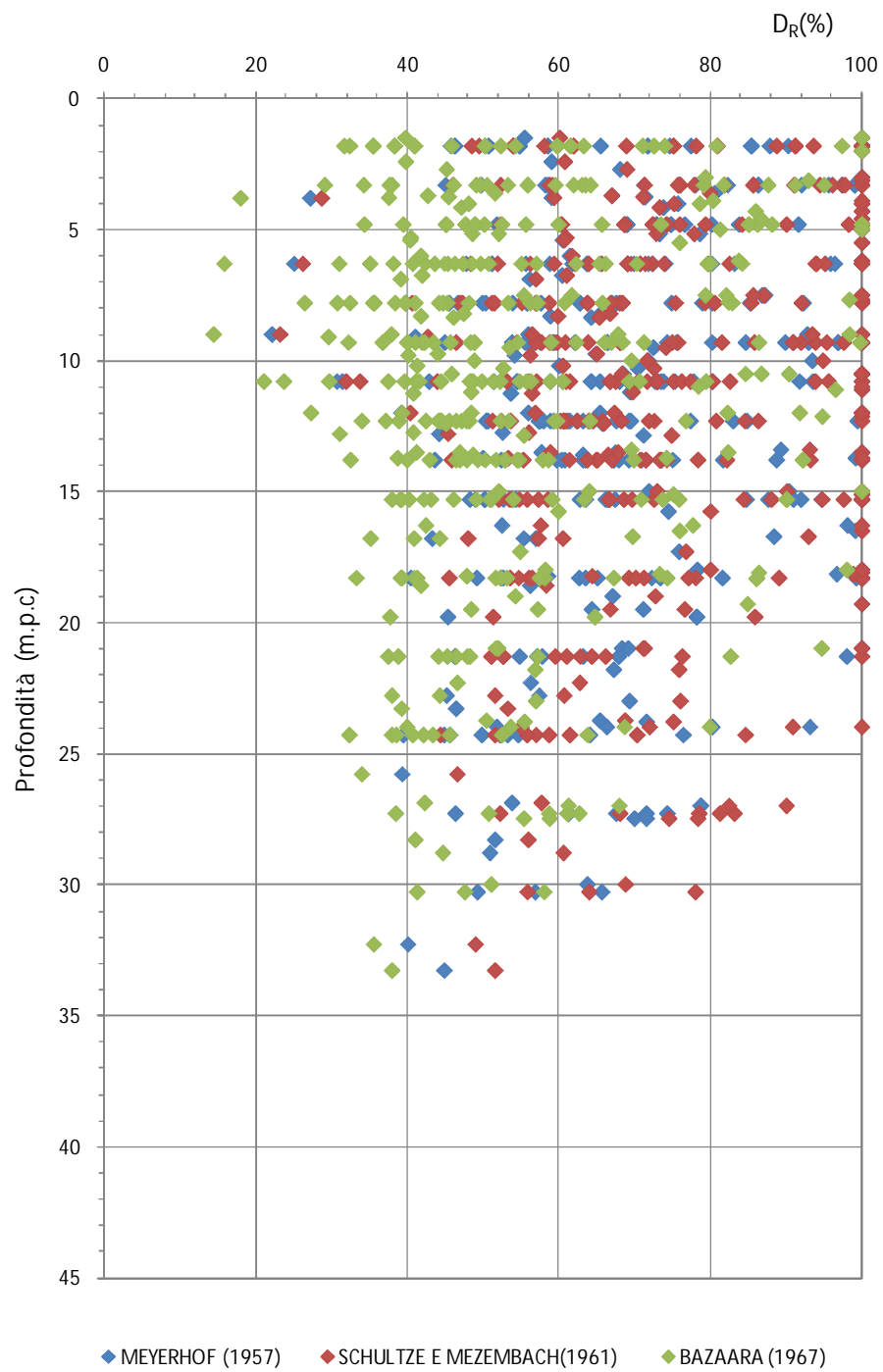
E_{ed} (KPa)



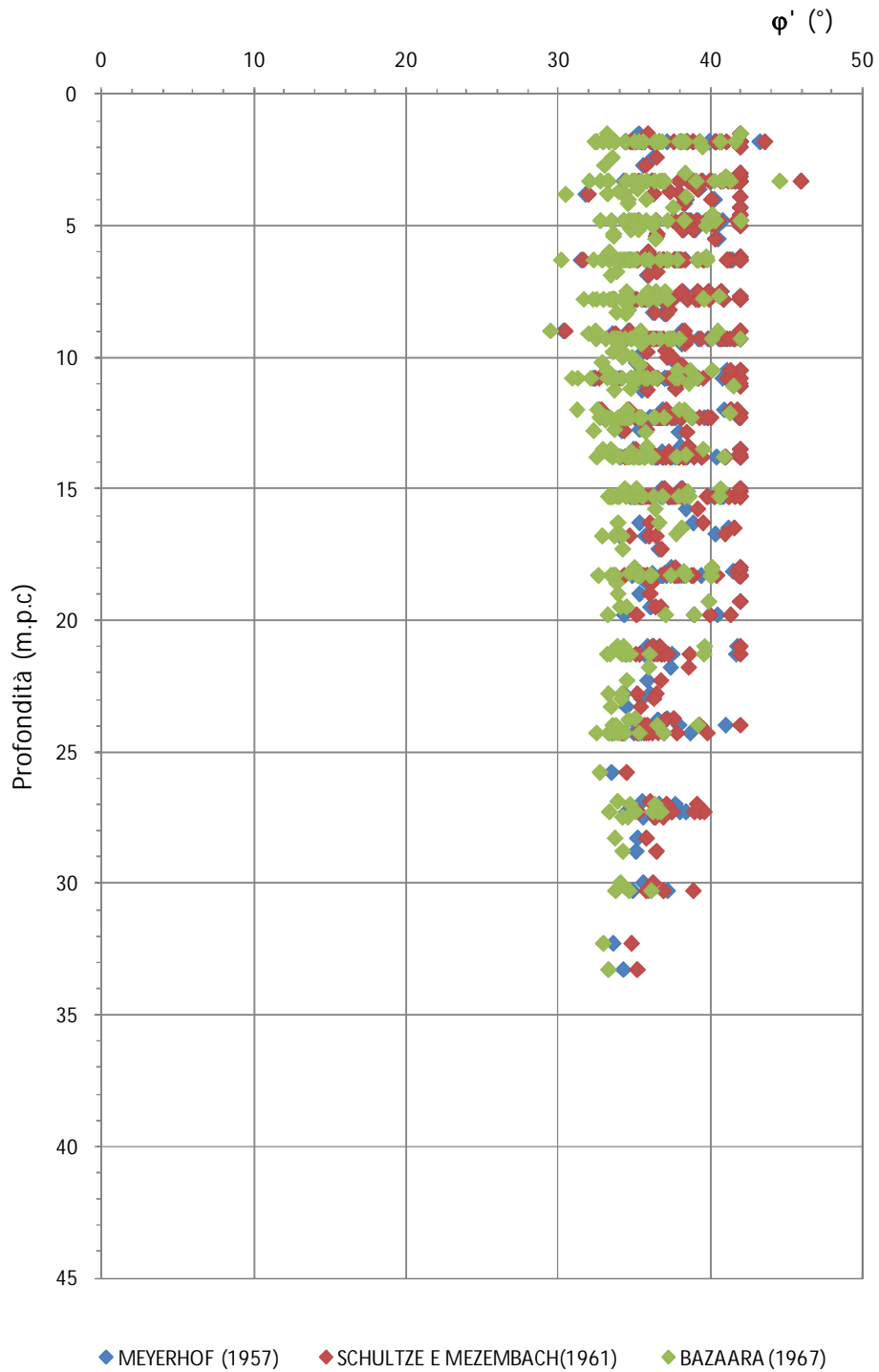
F 45. Prove di compressibilità edometrica – valori di E_{ed} – Ttf



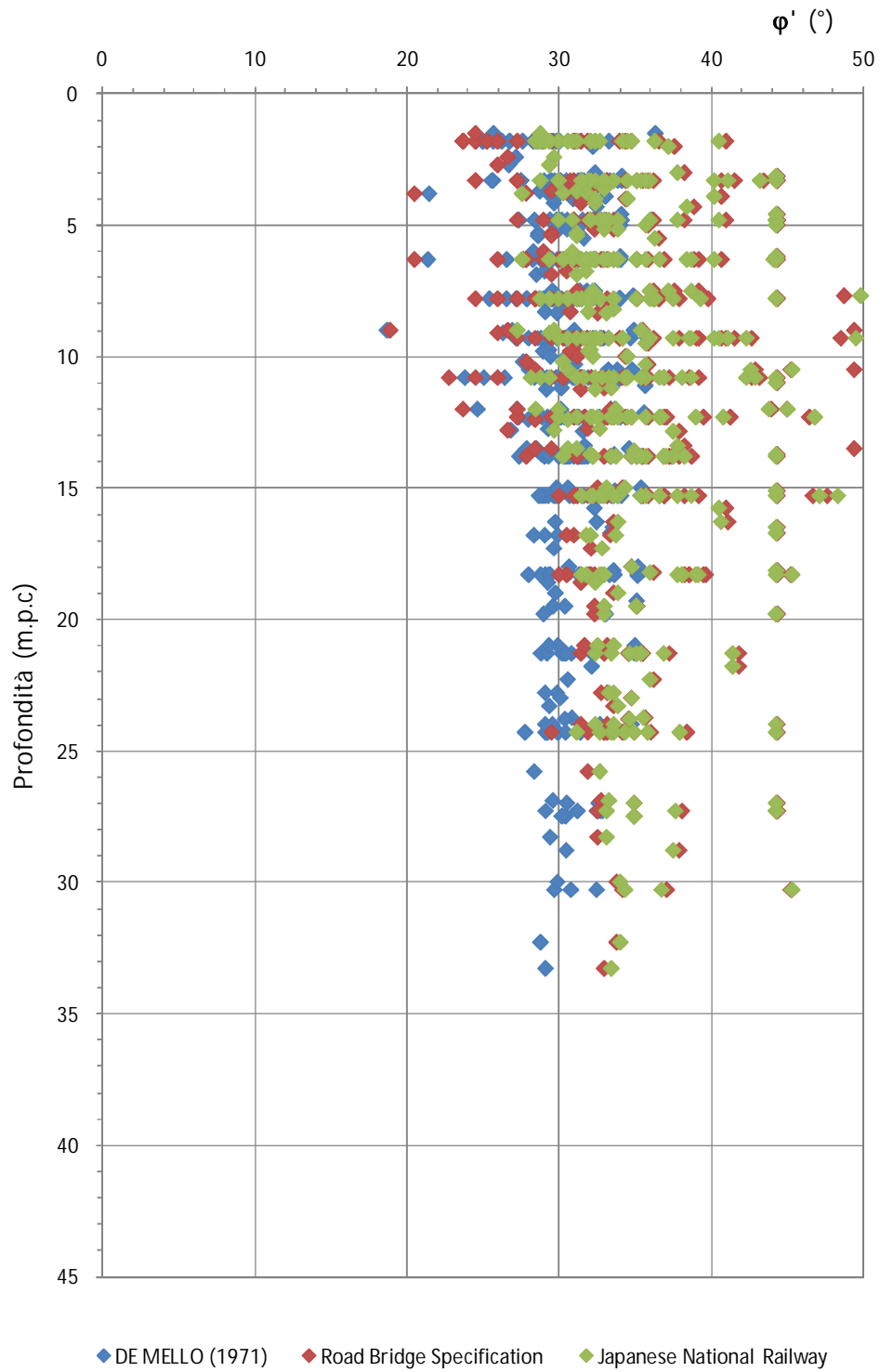
F 46. Valori di N_{SPT} – Ttf



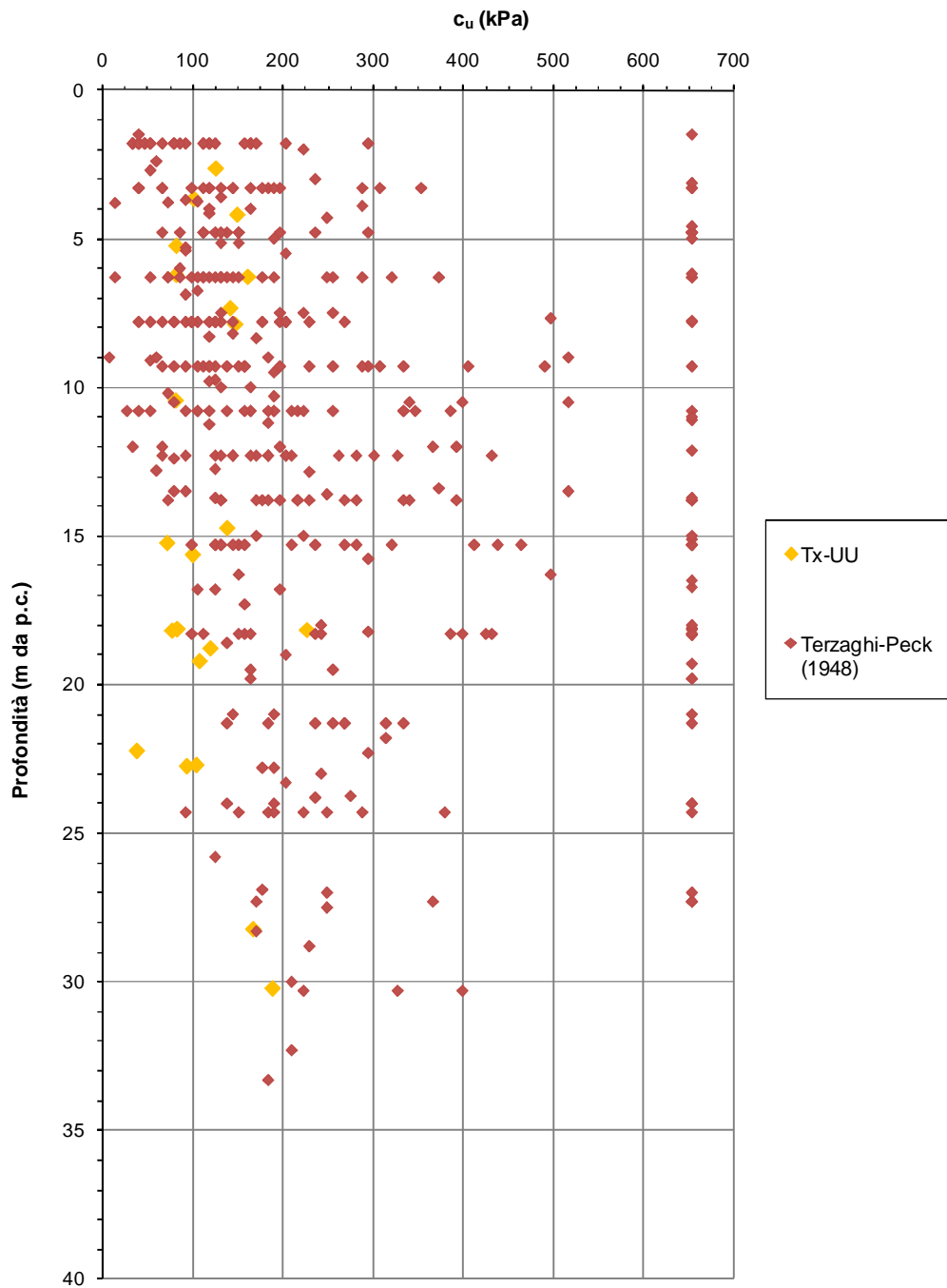
F 47. Valori della densità relativa D_R (Meyerhof [1957] Schultze e Mezembach [1961] Bazaara [1967]) – Ttf



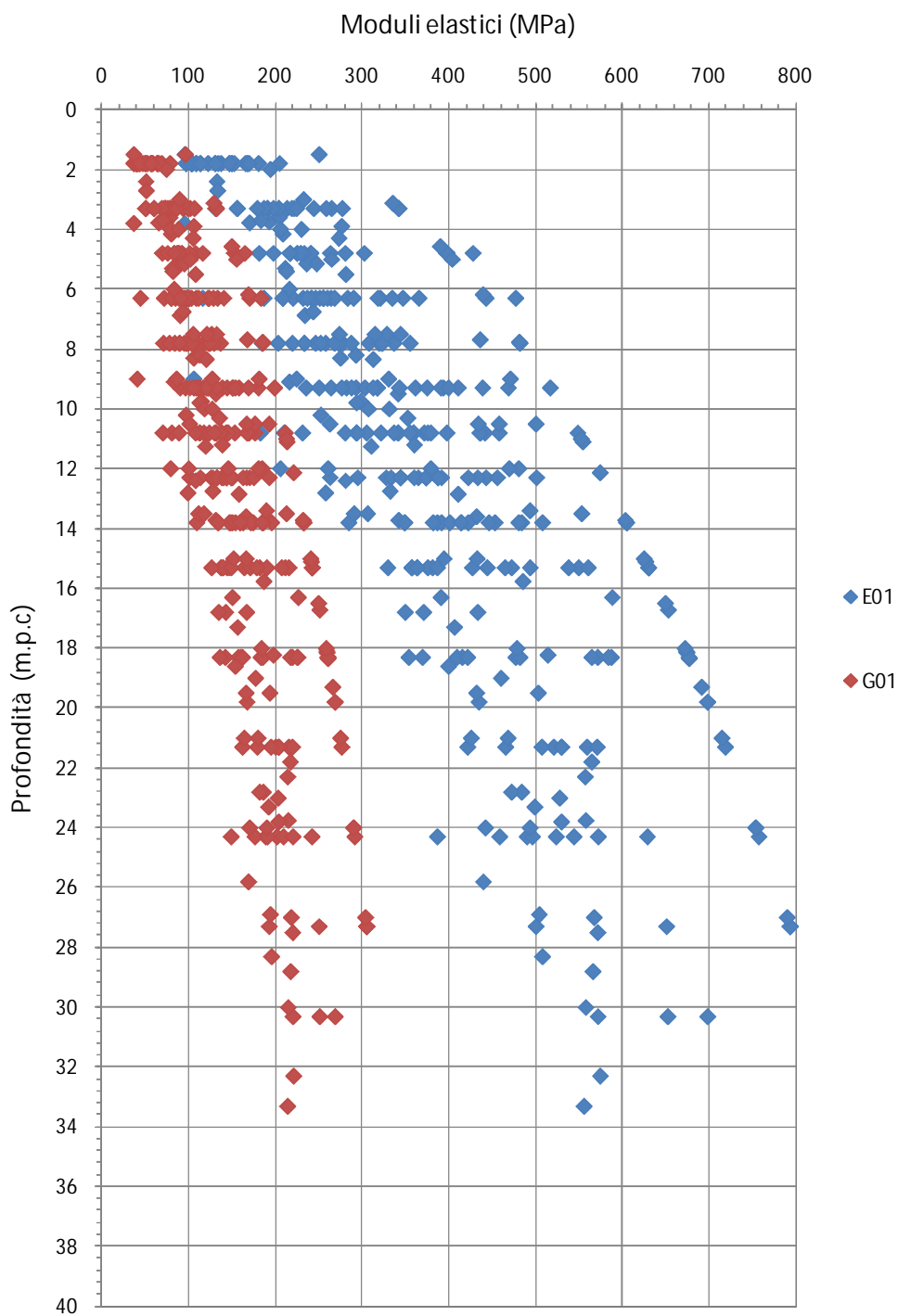
F 48. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (Schmertmann [1975]) – Tcm



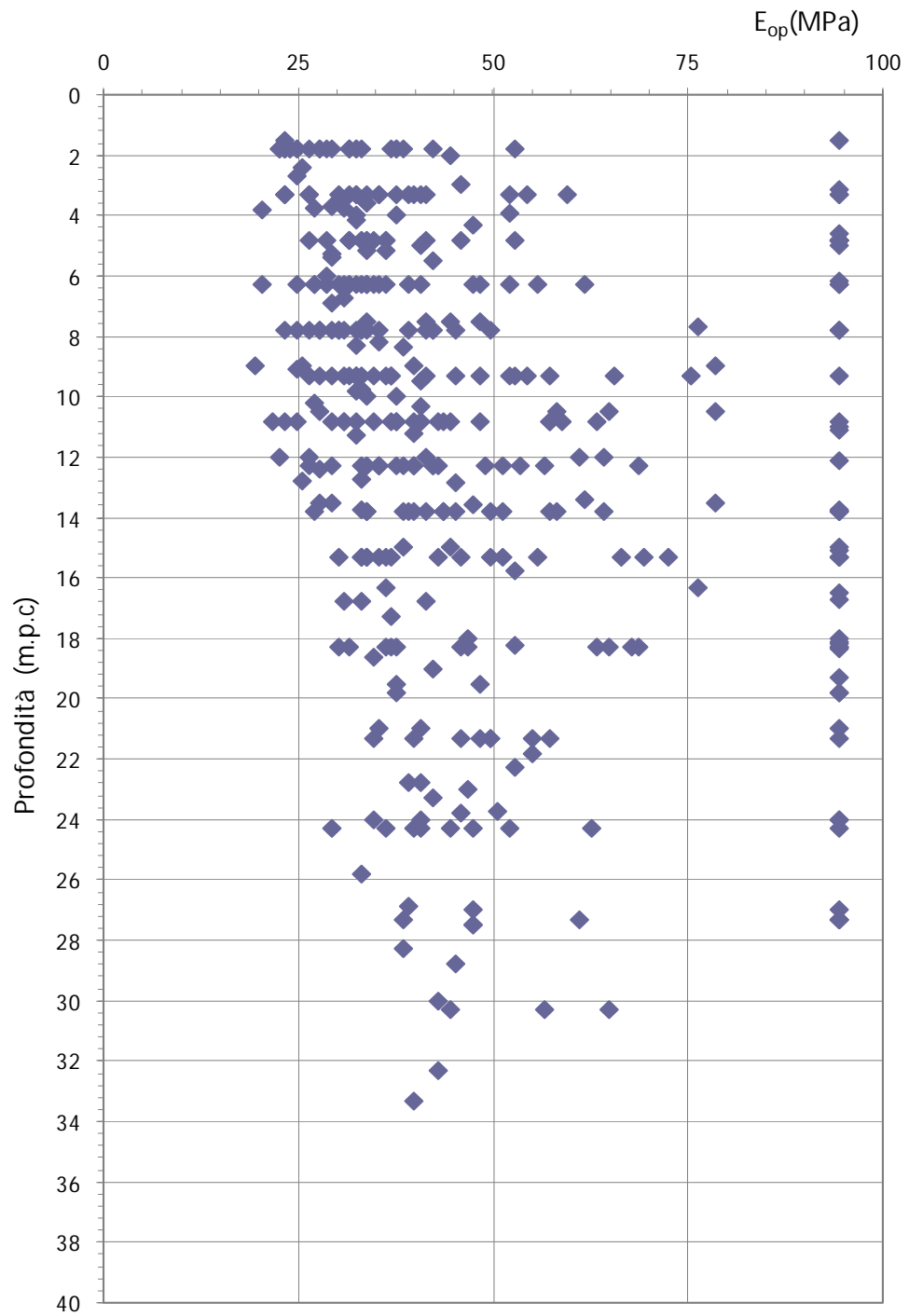
F 49. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (De Mello [1971], Japanese National Railway, Bridge Specification[1971])–
Ttf



F 50. Valori della resistenza al taglio non drenata da prove SPT (NAVFAC, DM-7) – Ttf

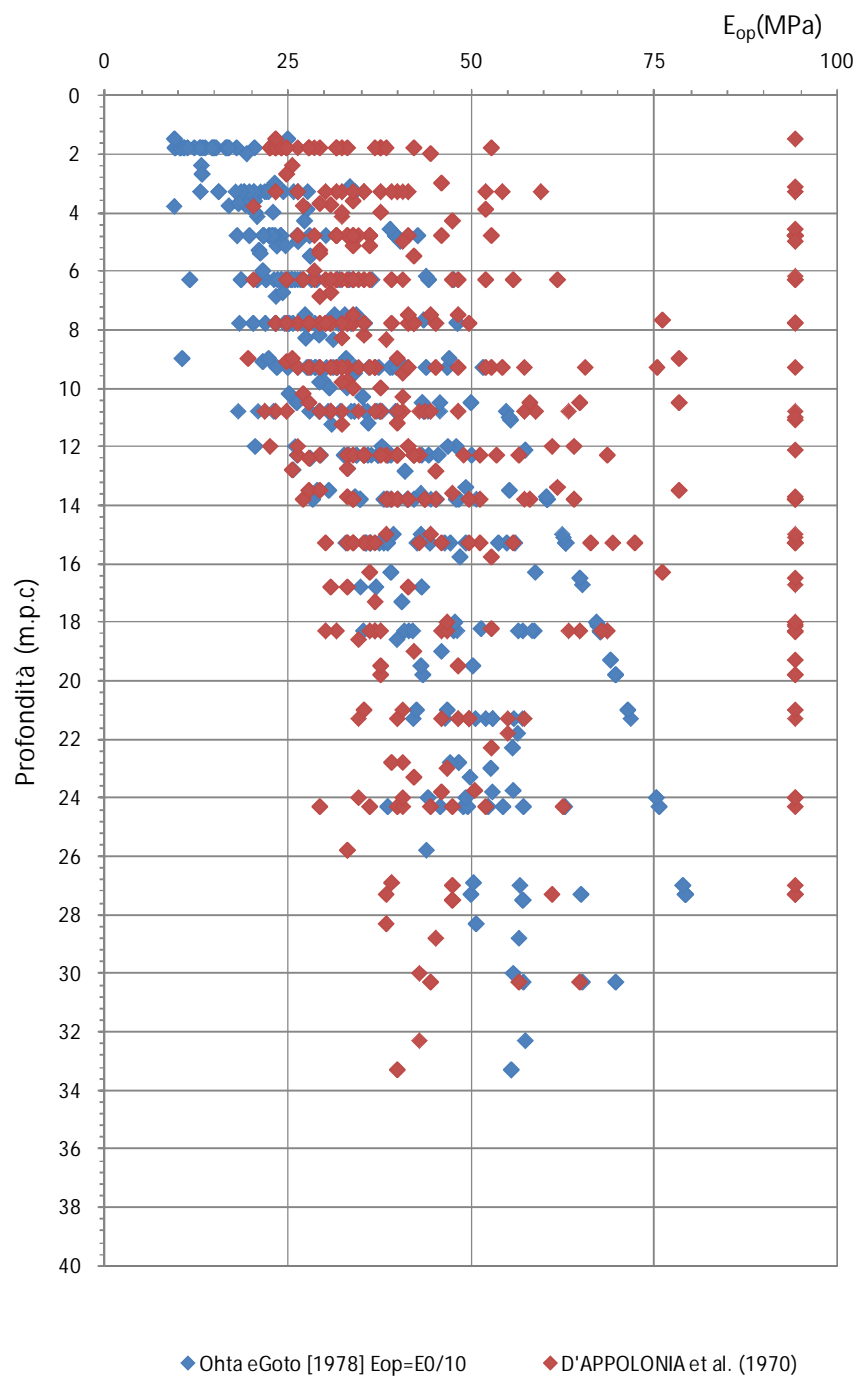


F 51. Moduli elastici a piccole deformazioni (Ohta & Goto [1978]) – Ttf

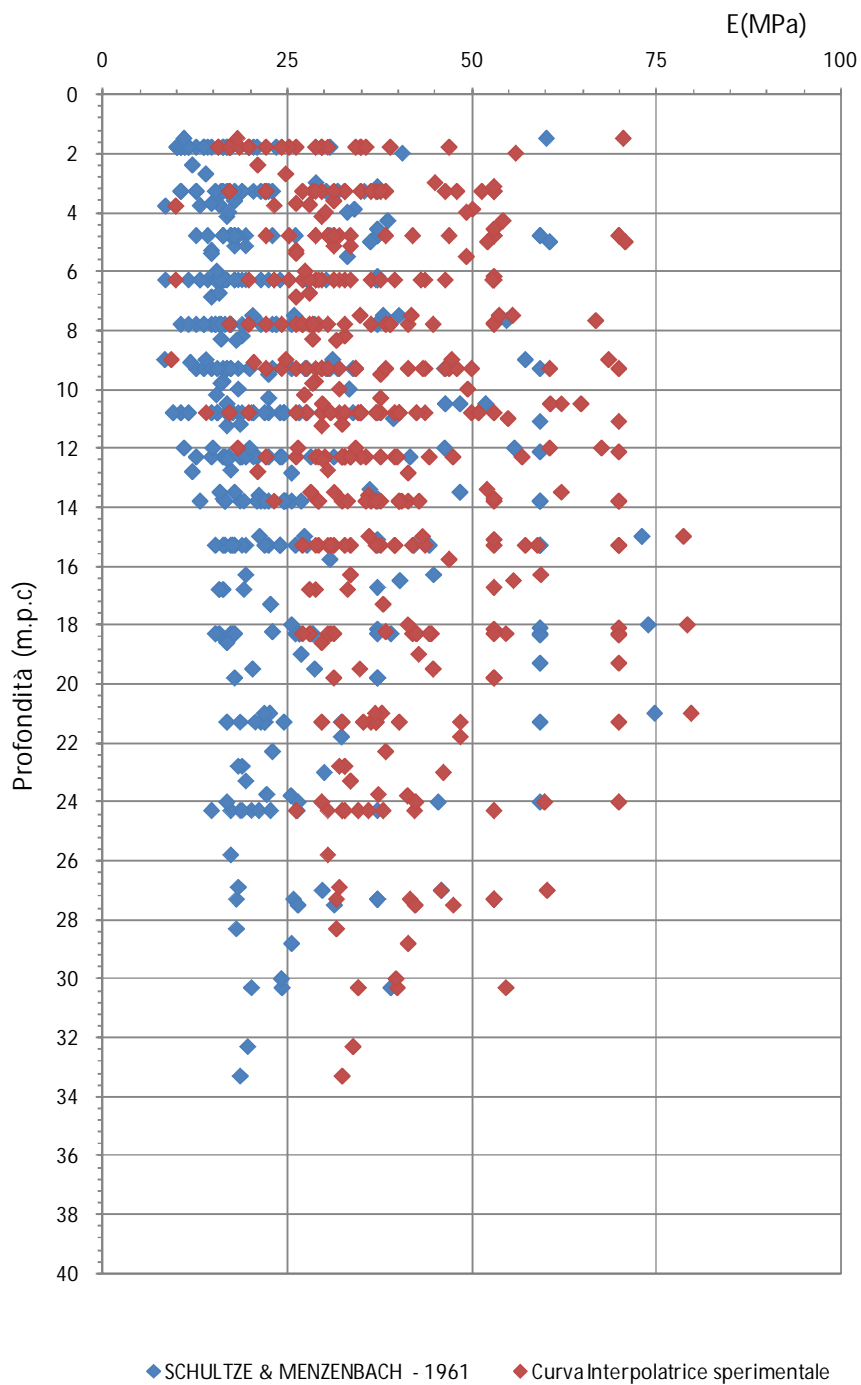


◆ D'APPOLONIA et al. (1970)

F 52. Modulo elastico operativo (D'Appolonia [1970]) – Ttf



F 53. Modulo elastico operativo (confronto tra D'Appolonia [1970] e Ohta & Goto [1978]) – Ttf



F 54. Modulo elastico operativo – confronto tra Schultze & Mezenbach(1961) e curva interpolante valori sperimentali (Tornaghi[1983], Franke[1983], Ghionna-Lancellotta-Maniscalco [1983], Albert-Hegg-Manassero [1983]) – **Ttf**

8.6 Tss

8.6.1 Analisi di laboratorio

Nel corso dell'esecuzione dei sondaggi e dei pozzetti sono stati prelevati n. 54 campioni di terreno, tra indisturbati, rimaneggiati e materiale da SPT.

Caratteristiche fisiche

Dalle analisi eseguite sui campioni prelevati, la formazione Tss ha presentato contenuti granulometrici variabili nei seguenti intervalli:

argilla= 0% ÷ 83.14 % mediamente pari a 22.34 %

limo= 11.63% ÷ 55.82 % mediamente pari a 30.01 %

sabbia= 3.06 % ÷ 79.63 % mediamente pari a 40.74 %

ghiaia= 0% ÷ 41.37 % mediamente pari a 7.82 %

Il contenuto d'acqua naturale (w_n) risulta compreso tra 13.50% e 36.31% (figura F 55).

L'indice dei vuoti iniziale (e_o) è risultato pari a 0.87 (figura F 56).

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) variano generalmente entro i seguenti valori (figura F 57):

LL = limite liquido = 16% ÷ 66%

IP = indice di plasticità = 2% ÷ 33%.

Facendo riferimento ai campioni indisturbati prelevati, il peso di volume naturale γ_n è risultato compreso tra 17.31 e 19.40 kN/m³, mediamente pari a 18.55 kN/m³ (figura F 58).

Caratteristiche di resistenza al taglio

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite n. 3 prove di taglio diretto (TD), n.2 prove triassiali non consolidate non drenate (TxUU) e n. 1 prova di compressione semplice (ELL).

Dai risultati delle prove di taglio diretto TD, i valori ottenuti, in termini di angolo di attrito e coesione, risultano pari a (figura F 59):

$c' = 0.00 \div 12.77$ kPa, mediamente pari a 8.0 kPa;

$\varphi' = 31 \div 39.6^\circ$, mediamente pari a 35.2°.

Dai risultati delle prove TxUU, i valori ottenuti, in termini coesione in condizioni non drenate, risultano pari a (figura F 60):

$$c_u = 167.6 \div 373.1 \text{ kPa, mediamente pari a } 270.35 \text{ kPa.}$$

La prova di compressione semplice ha fornito un valore di $\sigma_c = 108.50 \text{ kPa}$ (figura F 61).

Nelle tabelle T 7 e T 8 viene riportata una sintesi dei risultati delle analisi di laboratorio eseguite sui campioni prelevati.

8.6.2 Indagini geotecniche in sito

Caratteristiche di resistenza al taglio

Nel corso della perforazione dei sondaggi sono state eseguite n. 65 prove penetrometriche dinamiche le quali hanno fornito valori di N_{SPT} variabili tra 2 e rifiuto, con valore medio, considerando pari a 100 i rifiuti, pari a 26 (figura F 62).

Sulla base delle prove penetrometriche dinamiche, in termini di tensioni efficaci la formazione T_{cm_2} può complessivamente essere caratterizzata dai seguenti parametri:

$$D_r = 24 \div 100\%, \text{ mediamente pari a } 52\% \text{ (Meyerhof [1957]) (figura F 63);}$$

$$D_r = 25 \div 100\%, \text{ mediamente pari a } 55\% \text{ (Schultze e Mezembach [1961]) (figura F 63);}$$

$$D_r = 16 \div 80\%, \text{ mediamente pari a } 40\% \text{ (Bazaara [1967]) (figura F 63);}$$

$$\varphi' = 31 \div 42^\circ, \text{ mediamente pari a } 35^\circ \text{ (Schmertmann [1975], Meyerhof [1957]) (figura F 64);}$$

$$\varphi' = 32 \div 42^\circ, \text{ mediamente pari a } 36^\circ \text{ (Schmertmann [1975], Schultze e Mezembach [1961])}$$

(figura F 64);

$$\varphi' = 30 \div 41^\circ, \text{ mediamente pari a } 34^\circ \text{ (Schmertmann [1975], Bazaara [1967]) (figura F 64);}$$

$$\varphi' = 21 \div 34^\circ, \text{ mediamente pari a } 29^\circ \text{ (De Mello [1971]) (figura F 65);}$$

$$\varphi' = 28 \div 46^\circ, \text{ mediamente pari a } 33^\circ \text{ (Japanese National Railway) (figura F 65);}$$

$$\varphi' = 20 \div 45^\circ, \text{ mediamente pari a } 32^\circ \text{ (Road Bridge Specification [1971]) (figura F 65).}$$

Dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, si ritiene pertanto ragionevole adottare per tale formazione il seguente range di valori di angolo di attrito in condizioni drenate

$$\varphi' = 30^\circ \div 35^\circ.$$

Tali valori risultano pienamente confermati dai risultati delle prove di laboratorio che consentono la stima della quota parte di resistenza attribuibile alla coesione drenata c' a fronte di valori di angolo di attrito inferiori.

Sempre sulla base delle prove penetrometriche dinamiche SPT, in condizioni di tensioni totali la formazione T_{cm_2} può complessivamente essere caratterizzata dai seguenti valori di resistenza al taglio non drenata (figura F 66):

$$c_u = 13 \div 654 \text{ kPa, mediamente pari a } 172 \text{ kPa (NAVFAC [1971]).}$$

Caratteristiche di deformabilità

Dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, l'intervallo di valori del modulo elastico a piccole deformazioni E_0 e del modulo di taglio G_0 stimati mediante la correlazione di Ohta e Goto [1978] e rappresentativi della formazione in esame, è risultato:

$$E_0 = 134 \div 910 \text{ (MPa), mediamente pari a } 437 \text{ MPa (figura F 67);}$$

$$G_0 = 51 \div 350 \text{ (MPa), mediamente pari a } 168 \text{ MPa, MPa (figura F 67),}$$

I moduli di Young operativi (E_{op}), da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e opere di sostegno, sono dell'ordine di $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$.

Tuttavia, se in corrispondenza dei livelli a granulometria sabbiosa tale correlazione risulta fornire valori ragionevoli dei moduli elastici, in corrispondenza delle frazioni a granulometria fina (limi argillosi, argille limose), a fronte di un modesto modulo edometrico, così come risultante dalle prove di compressione edometrica eseguite in laboratorio sui campioni indisturbati, tale correlazione appare sovrastimare eccessivamente i valori del modulo elastico E_0 (e pertanto del modulo elastico operativo), rispetto ai valori che ci si attenderebbero per la formazione in corrispondenza dei livelli più fini.

Pertanto si è convenuto che l'applicazione della correlazione empirica di Webb (1970), idonea per le sabbie sature, porti a stimare mediamente un modulo elastico operativo decisamente più rappresentativo del deposito nel suo insieme.

Secondo tale approccio, infatti, l'intervallo di valori del modulo elastico rappresentativo della formazione in esame è risultato il seguente:

$$E = 8 \div 55 \text{ MPa, mediamente pari a } 20 \text{ MPa (Webb, 1970 per sabbia satura)(figura F 68);}$$

Nella figura F 69 è riportato un confronto tra Ohta e Goto (1970) e Webb (1970).

Nella figura F 70 sono posti a confronto i valori dei moduli elastici operativi ottenuti secondo SCHULTZE & MENZENBACH (1961) $E = 8 \div 40 \text{ MPa}$, mediamente pari a 18 MPa e con quelli ottenuti dalla interpolazione di dati sperimentali con pressiometro e screw plate su sabbie e sabbie fini limose (rif. Tornaghi, Franke, Ghionna-Lancellotta-Maniscalco e Albert-Hegg-Manassero, 1983) $10 \div 55 \text{ (MPa)}$, mediamente pari a 30 MPa.

Caratteristiche di permeabilità

Le prove di permeabilità tipo Lefranc eseguite sui terreni Tcm₂ sono riassunte nella tabella che segue:

sondaggio	tratto prova m da p.c.	Tipo prova	k cm/sec
6a-SD30	7,8 - 8,1	carico costante	$1,20 \times 10^{-2}$
6b-SD9	18,0 - 19,0	carico variabile	$1,06 \times 10^{-3}$
6b-SD13bis	12,0 - 13,0	carico variabile	$4,23 \times 10^{-5}$

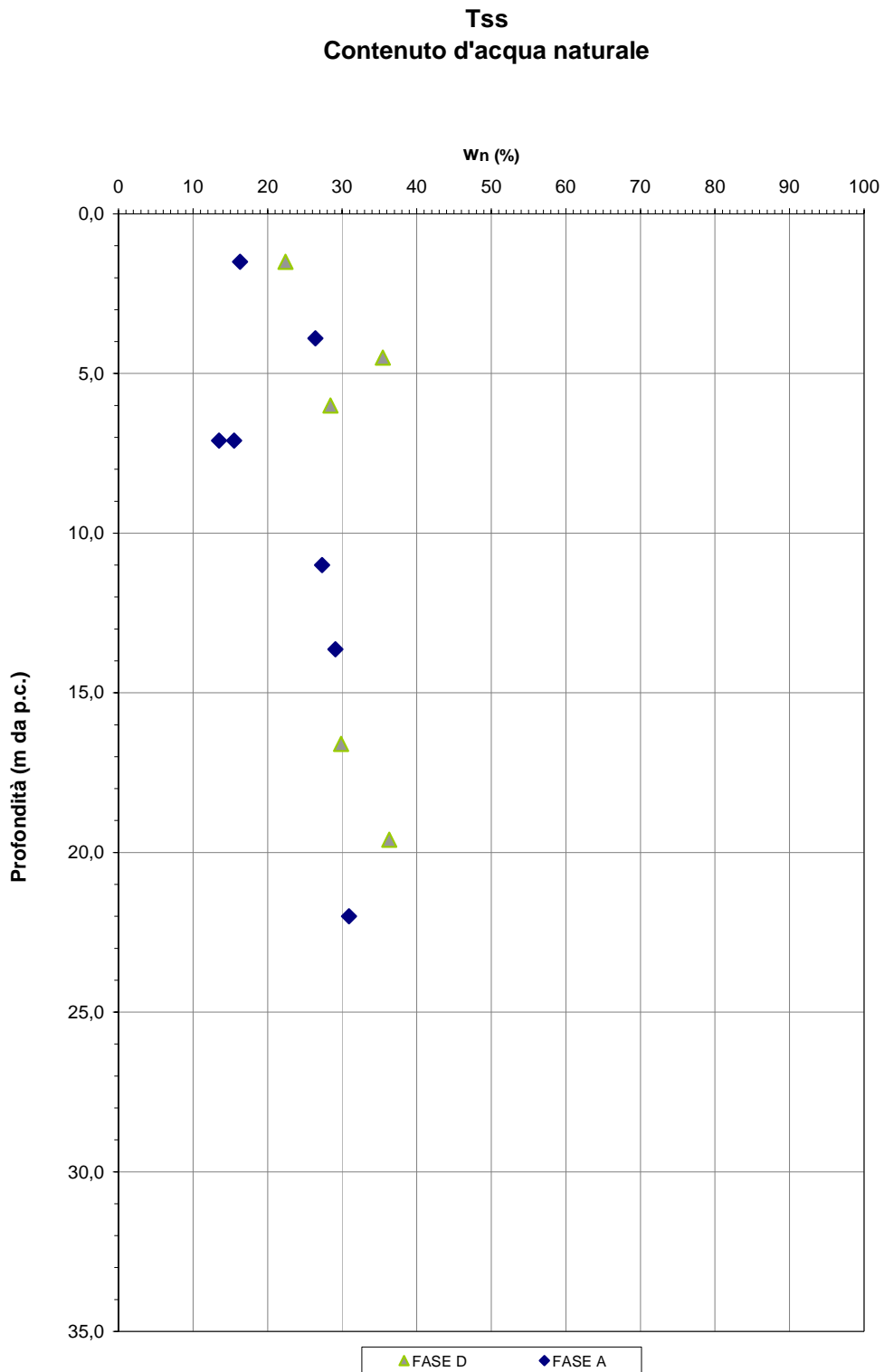
8.6.3 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base dei risultati delle indagini in sito e in laboratorio effettuate, i parametri geotecnici caratteristici assunti per la caratterizzazione della formazione Tcm₂ sono riassunti nella seguente tabella:

Tss	
Peso di volume naturale γ_n (kN/m³)	18 ÷ 19
Coesione non drenata c_u (kPa)	50 ÷ 250
Angolo di attrito ϕ' (°)	35
Coesione drenata c' (kPa)	0 ÷ 10
Modulo edometrico E_{ed} (MPa)	7
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	15 ÷ 25
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (kN/m³)	15000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	7500

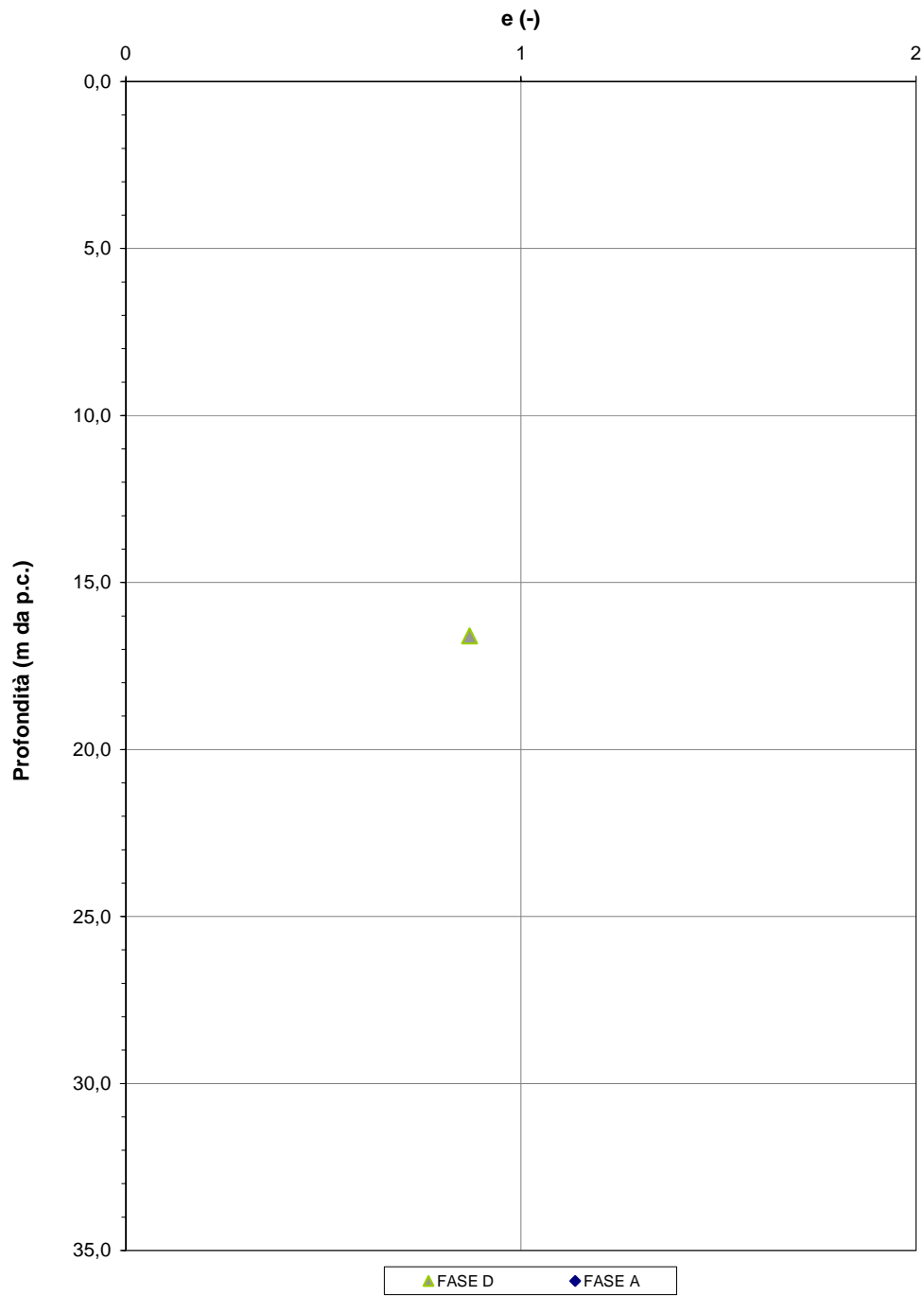
Sondaggio	Campione	Tipo di campione	Profondità iniziale	Profondità finale	Profondità falda in foro	γ_{mat}	Gs	γ_d	w _n	w _l	w _p	I _p	I _l	A	I _c	e ₀	S	Compressione semplice				Taglio diretto		Triassiale UU	Prove Chimiche	Granulometria ASTM				
																		σ_c	ν	E sec	E tg	c'	ϕ	c _u	Contenuto di carbonati - CaCO ₃	GH	S	L	A	L + A
			(m da p.c.)	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(kN/m ³)	(g/cm ³)	(kN/m ³)	(%)	(%)	(%)						(%)	(kPa)	(-)	(MPa)	(MPa)	(kPa)	(°)	(kPa)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	
SD 14 bis	CR 2		3.6	4.0																						17.23	63.83	18.94	0.00	18.94
SD 14 bis	CR 3		4.5	5.0																										
SD 14 bis	CR 4		6.0	6.7	4.0	17.3		13.5	28.4																	0.13	79.63	20.24	0.00	20.24
SD 14 bis	CR 6		19.6	20.0	4.0	18.5		13.6	36.3	39.6	17.2	22.3	0.85	0.93	0.15											0.08	25.68	50.22	24.02	74.24
SD 14 bis	CR 7		25.6	26.0							43.3	21.8	21.5	0.60												0.00	11.76	52.62	35.62	88.24
SD 14 bis	CR 8		32.0	32.4																						2.45	49.31	37.92	10.32	48.24
SD 14	CI 1		1.5	1.8		18.2		14.9	22.4																	0.00	21.06	55.82	23.12	78.94
SD 14	CR 1		5.0	5.4	15.0																					2.85	43.11	39.92	14.12	54.04
SD 14	CI 2		11.5	11.8																						13.74	58.22	28.04	0.00	28.04
SD 14	CR 3		12.6	13.0	15.0																					13.64	44.12	36.22	6.02	42.24
SD 14	SPT 10		22.5	23.0	15.0																					2.10	46.06	32.72	19.12	51.84
SD 14	CR 4		24.6	25.0	15.0																					10.29	42.47	37.22	10.02	47.24
SD 16	CI 2		4.5	5.0	3.9	18.0		13.3	35.5	47.8	29.6	18.3	0.32	0.41	0.68											2.13	23.63	30.12	44.12	74.24
SD 16	CR 1		11.2	11.5	3.9																					1.28	42.88	33.72	22.12	55.84
SA 5	CR 1		7.1	7.5	5.6				13.5	16.0	13.0	3.0													98.3	8.53	56.80	15.48	19.20	34.68
SA 5	CI 3		13.6	14.2	5.6	19.4	2.692	15.0	29.1	35.0	21.0	14.0												373.1		0.00	33.75	25.71	40.54	66.25
SA 5	CI 4		22.0	22.5	5.6	19.1		14.6	30.9	28.0	26.0	2.0													167.6	21.87	43.67	15.17	19.30	34.47
SA 5	CI 5		24.5	25.0	5.6					29.0	26.0	3.0														1.10	49.75	22.48	26.67	49.15
SD 22	CR 3		32.9	33.2						26.0	15.0	11.0														41.37	33.95	13.74	10.94	24.68
SD 25	CR 2		26.0	26.4	1.9					37.0	19.0	18.0														0.00	22.35	39.93	37.72	77.65
SD 36	SPT 1		2.0	2.5	11.6					45.0	22.0	23.0														4.90	23.94	30.00	41.15	71.15
SD 36	SPT 2		5.0	5.6	11.6					54.0	26.0	28.0														4.04	10.70	25.34	59.91	85.25
SD 36	SPT 3		14.5	14.8	11.6					66.0	33.0	33.0														0.04	5.09	11.73	83.14	94.87
SD 36	SPT 4		16.8	17.0	11.6					52.0	27.0	25.0														4.85	3.06	26.71	65.37	92.08

T 8. sintesi dei risultati delle prove di laboratorio parte 2 – Tss

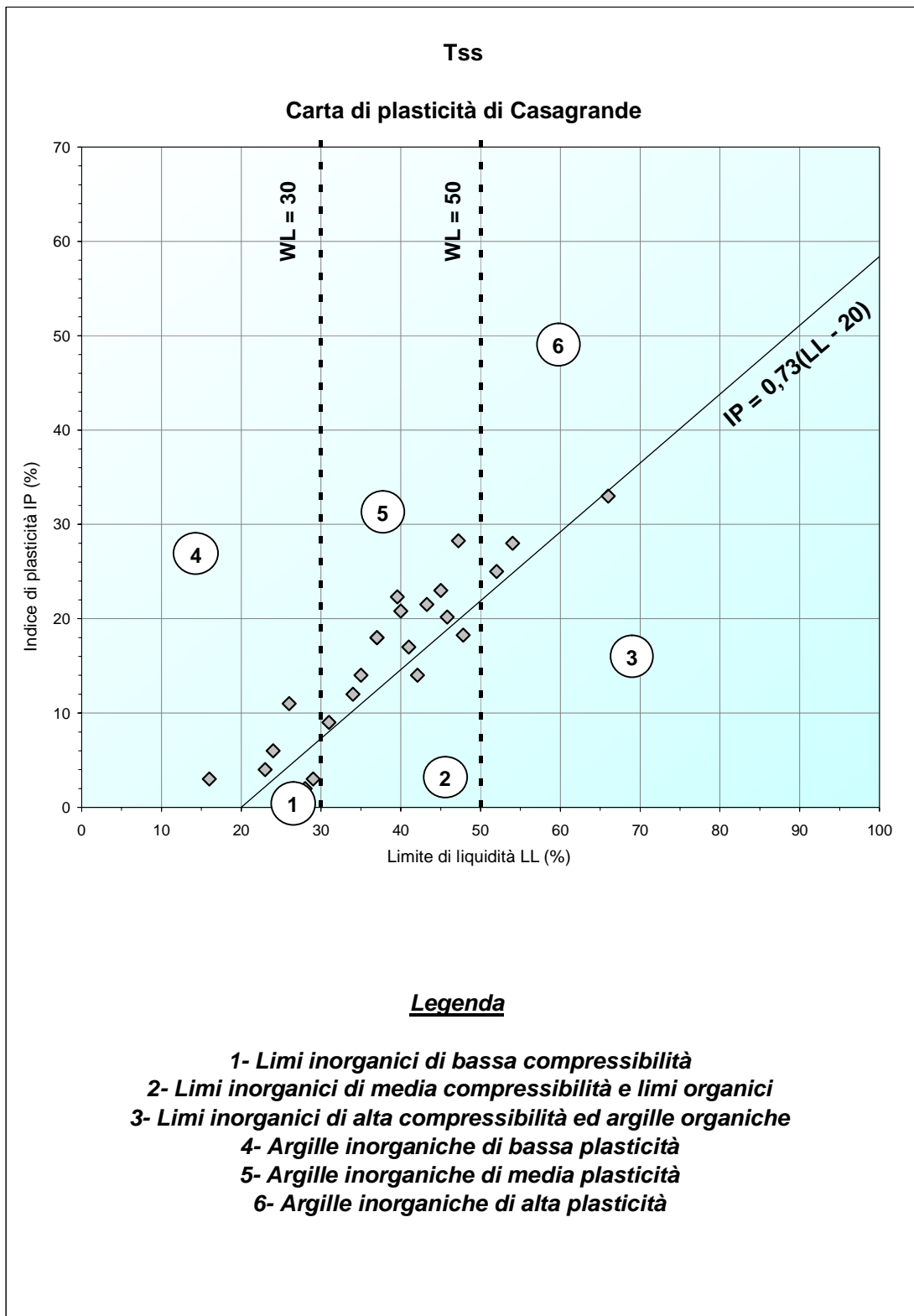


F 55. Contenuto d'acqua naturale – Tss

Tss
Indice dei vuoti

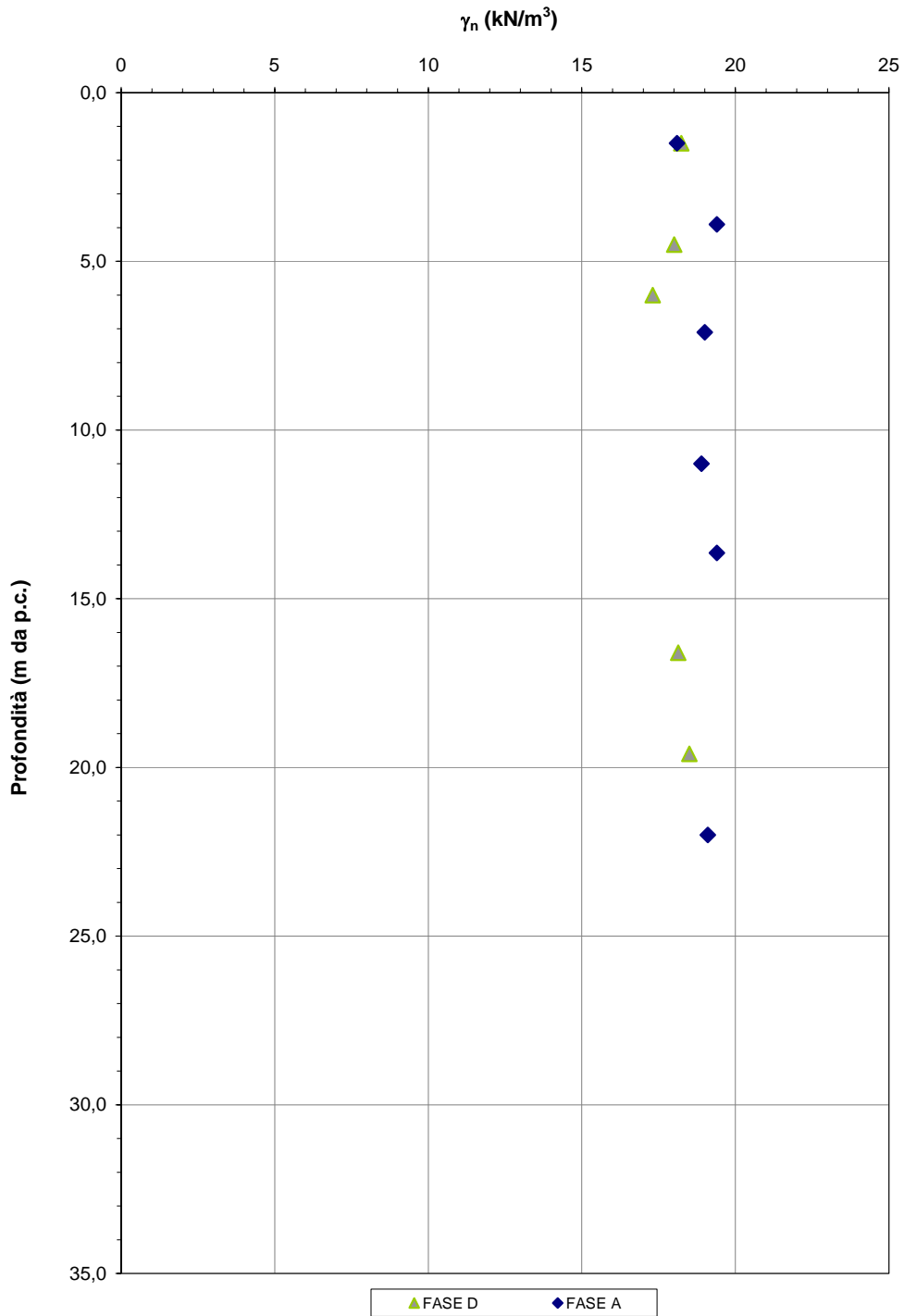


F 56.Indice dei vuoti iniziale – Tss

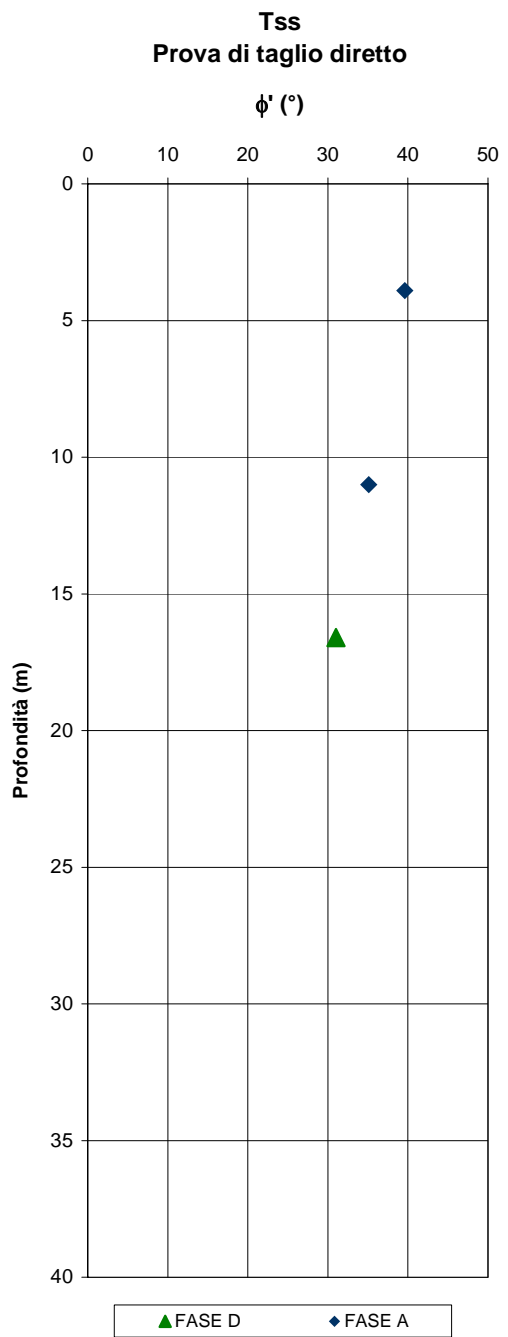
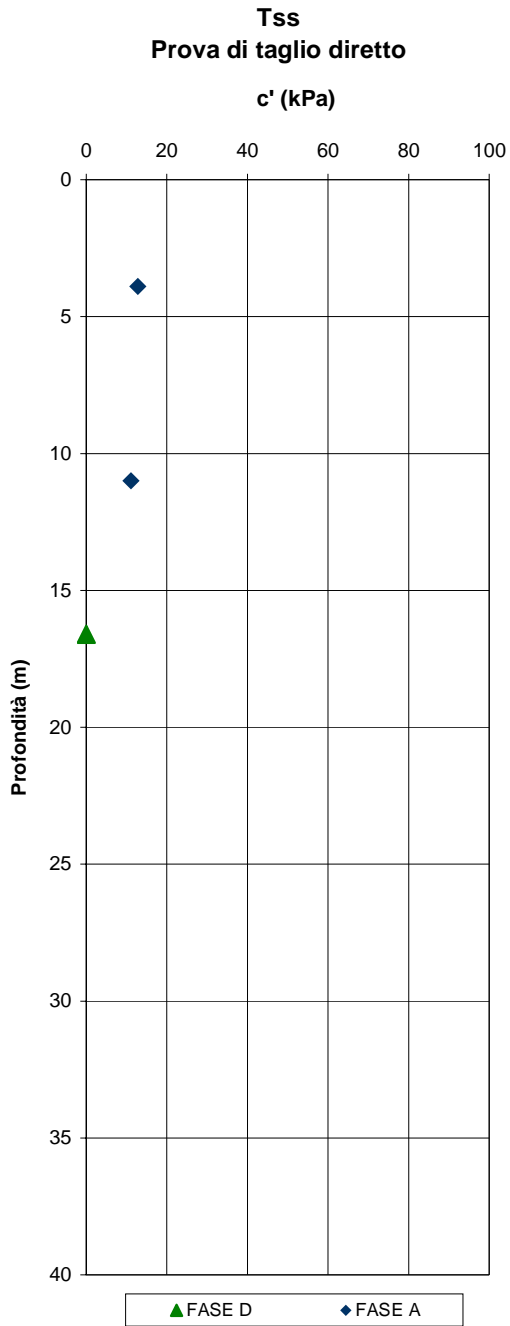


F 57. Carta di plasticità di Casagrande – Tss

Tss
Peso di volume naturale

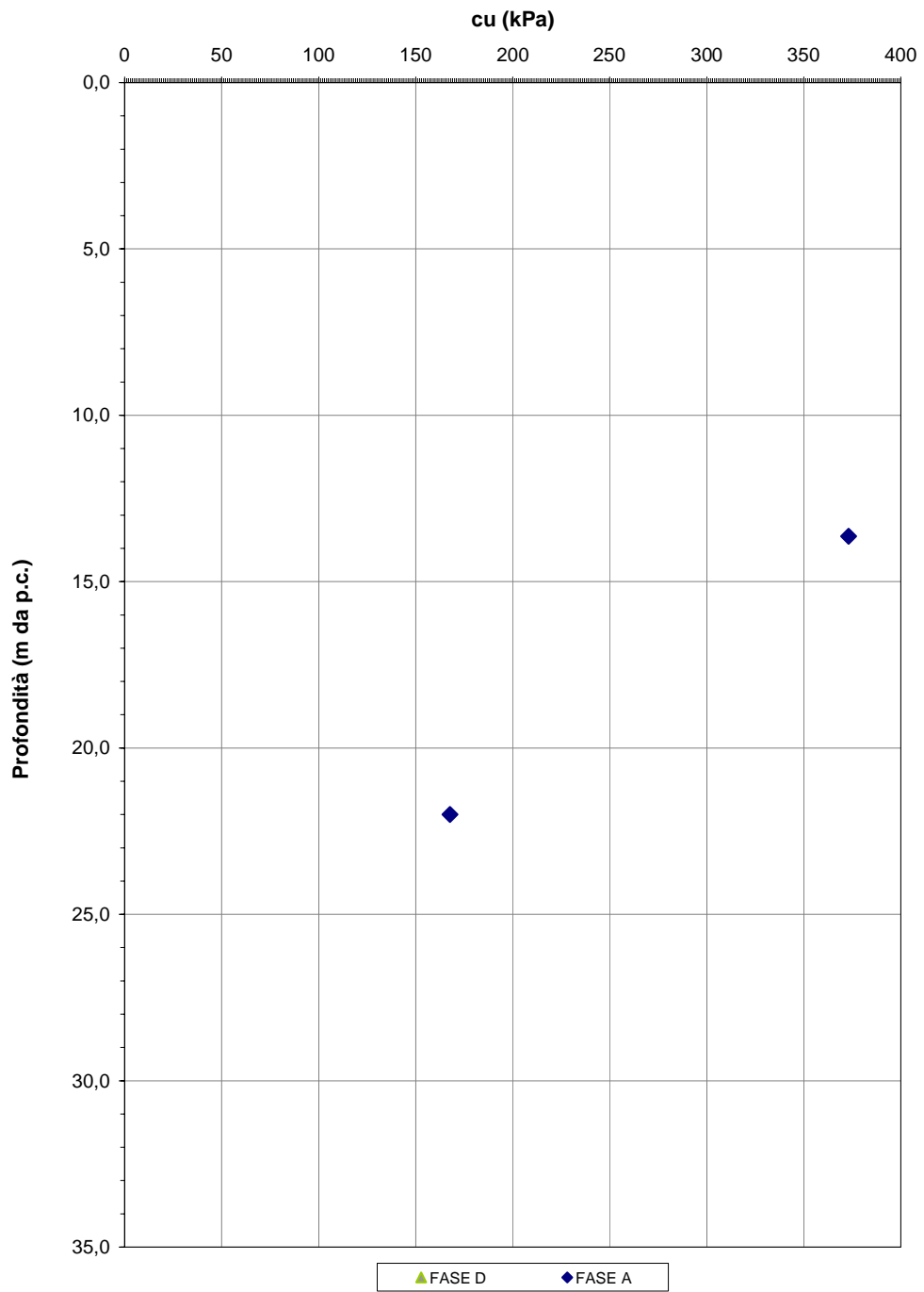


F 58. Peso di volume naturale – Tss



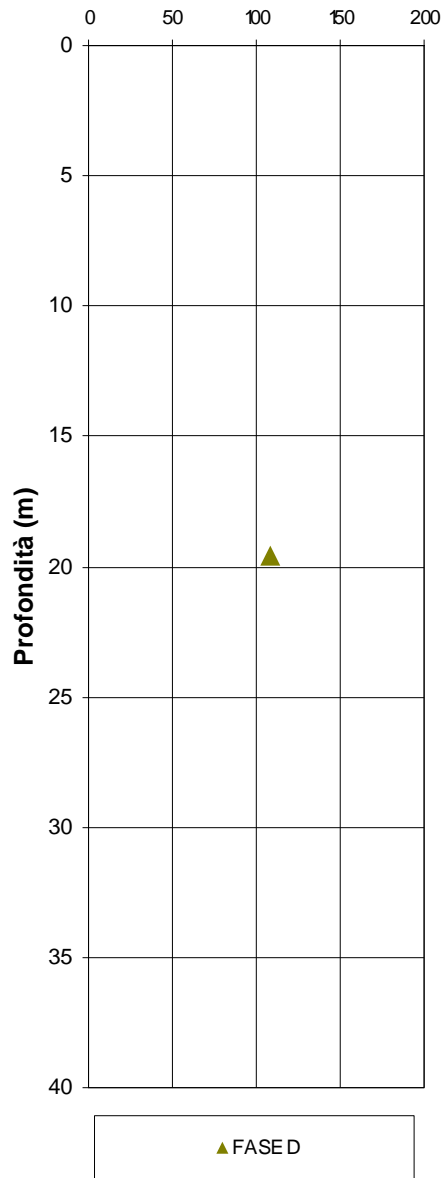
F 59.c' e ϕ' da prove di taglio diretto TD – Tss

Tss
Prove TXUU
Resistenza al taglio non drenata



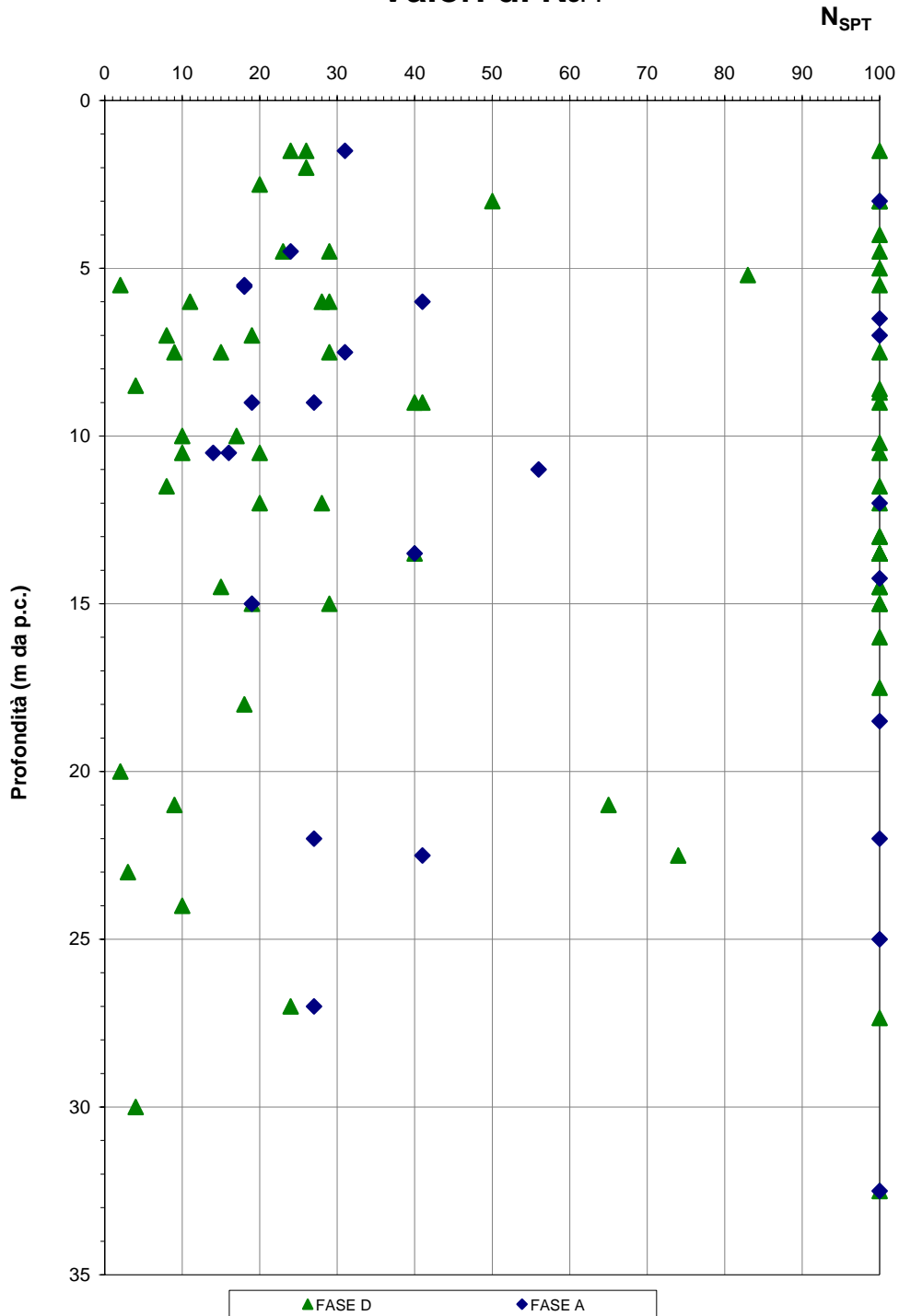
F 60. Resistenza al taglio non drenata da prove Triassiali TxUU – Tss

Tss
Compressione semplice
 σ_c (KPa)

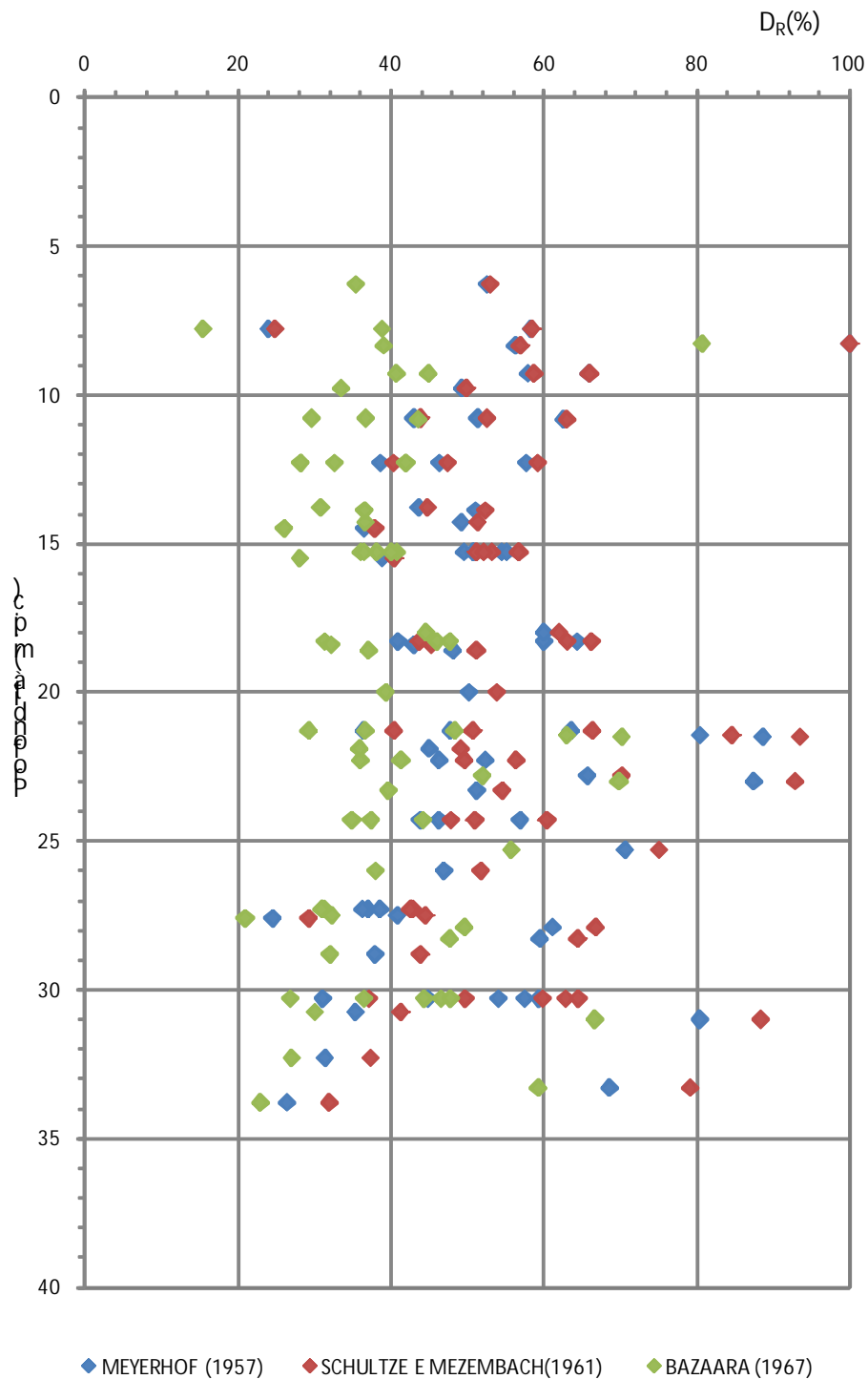


F 61. σ_c da prova di compressione ELL – Tss

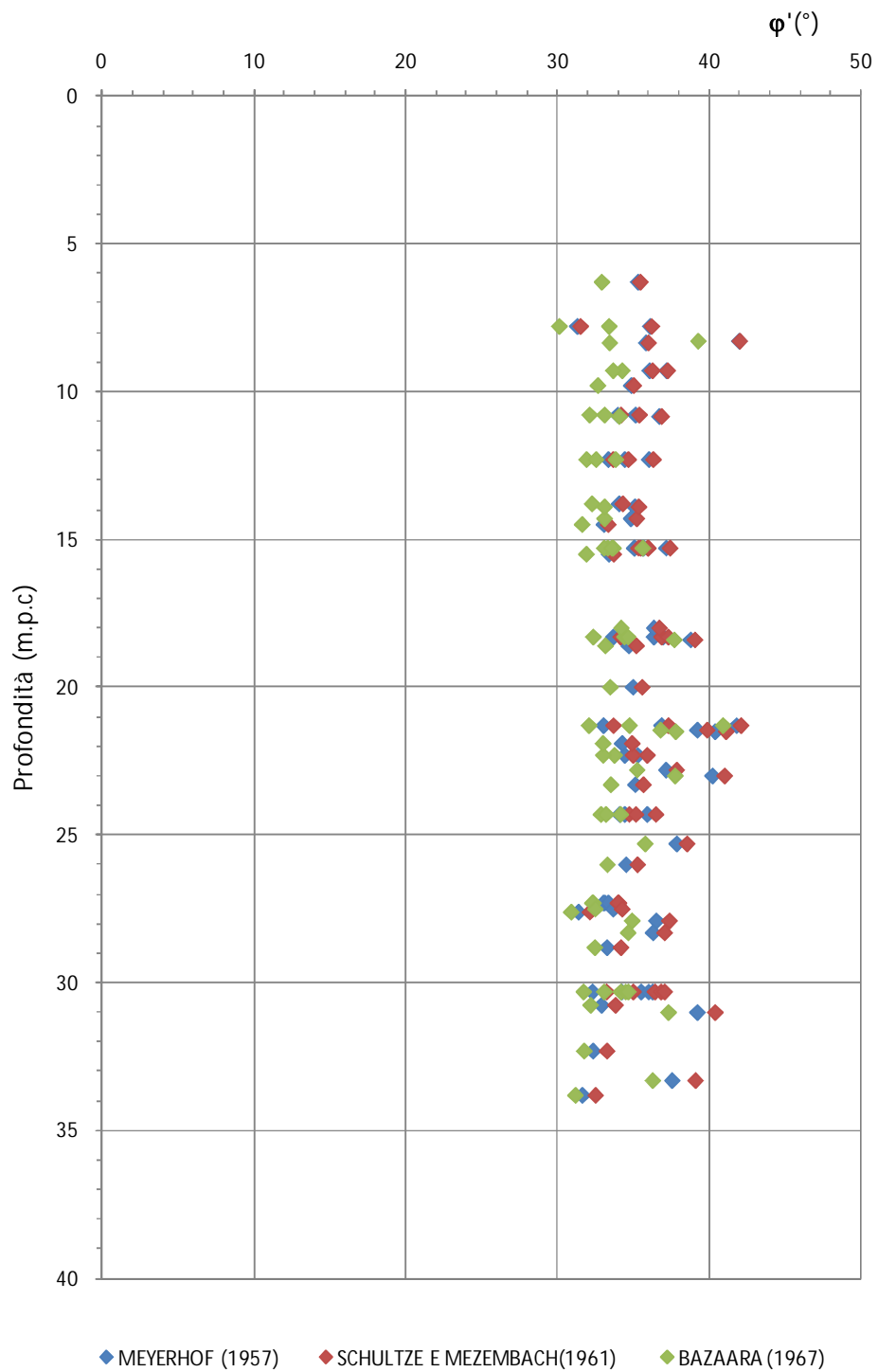
Tss Valori di N_{SPT}



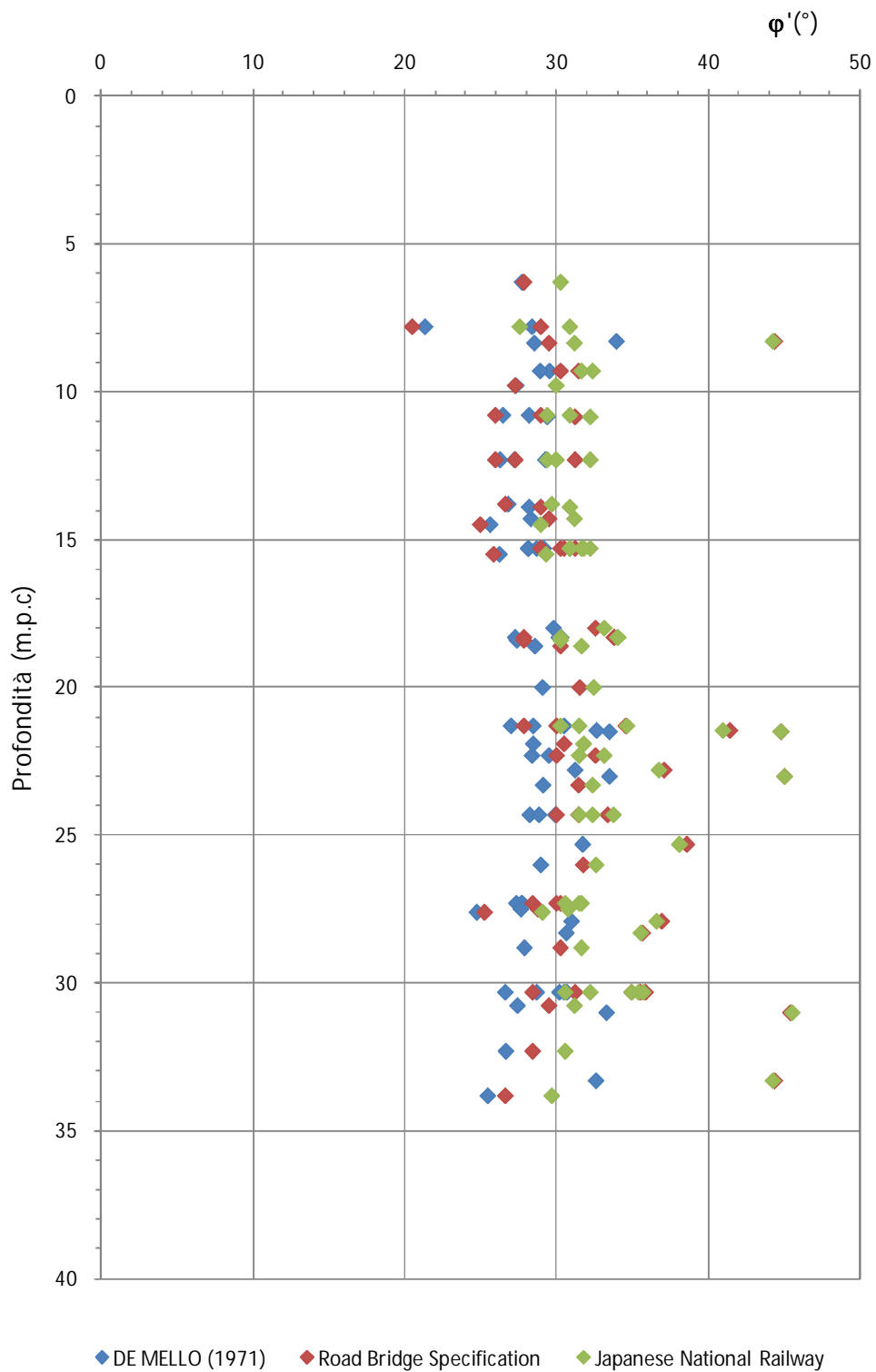
F 62. Valori di N_{SPT} – Tss



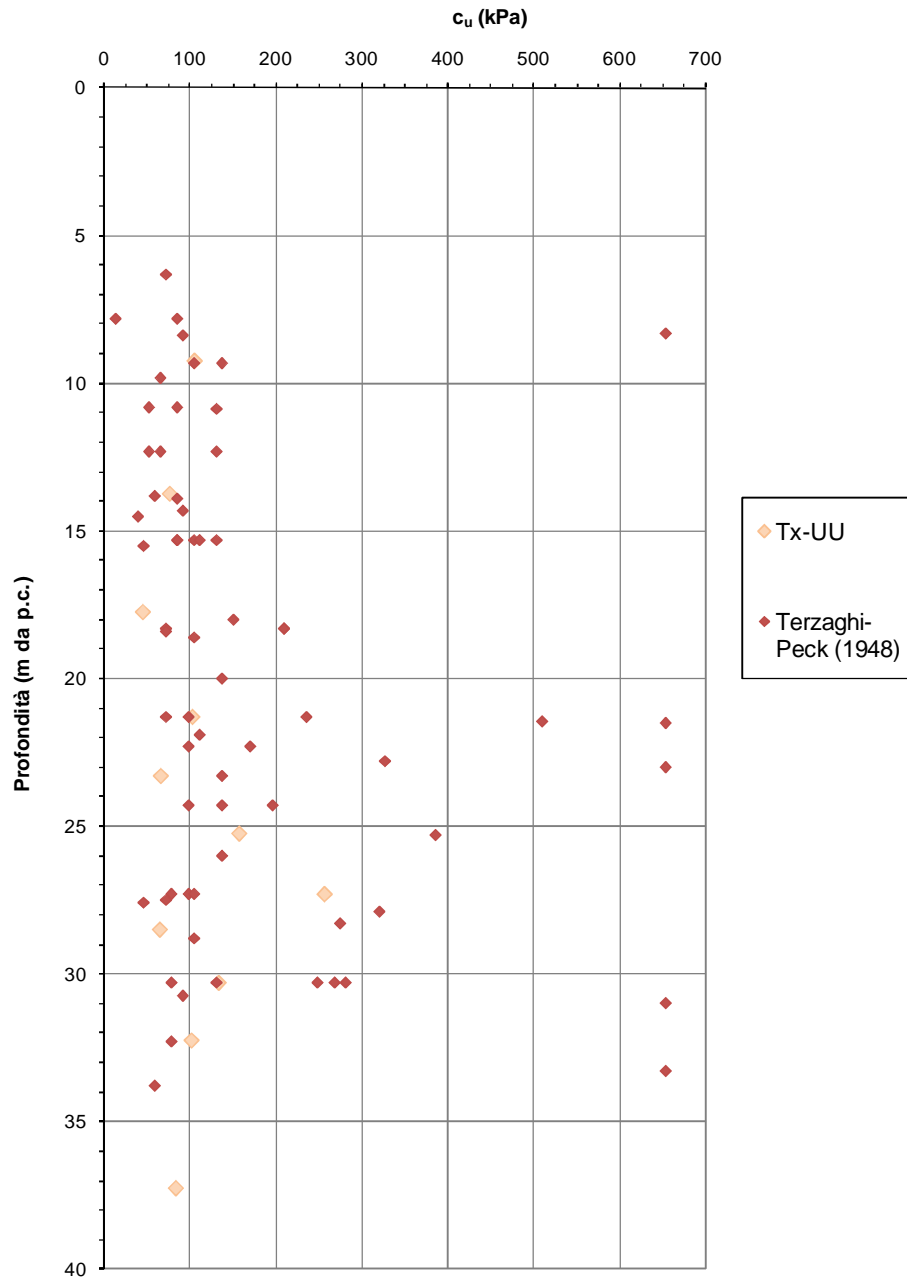
F 63. Valori della densità relativa D_R (Meyerhof [1957] Schultze e Mezembach [1961] Bazaara [1967]) – T_{ss}



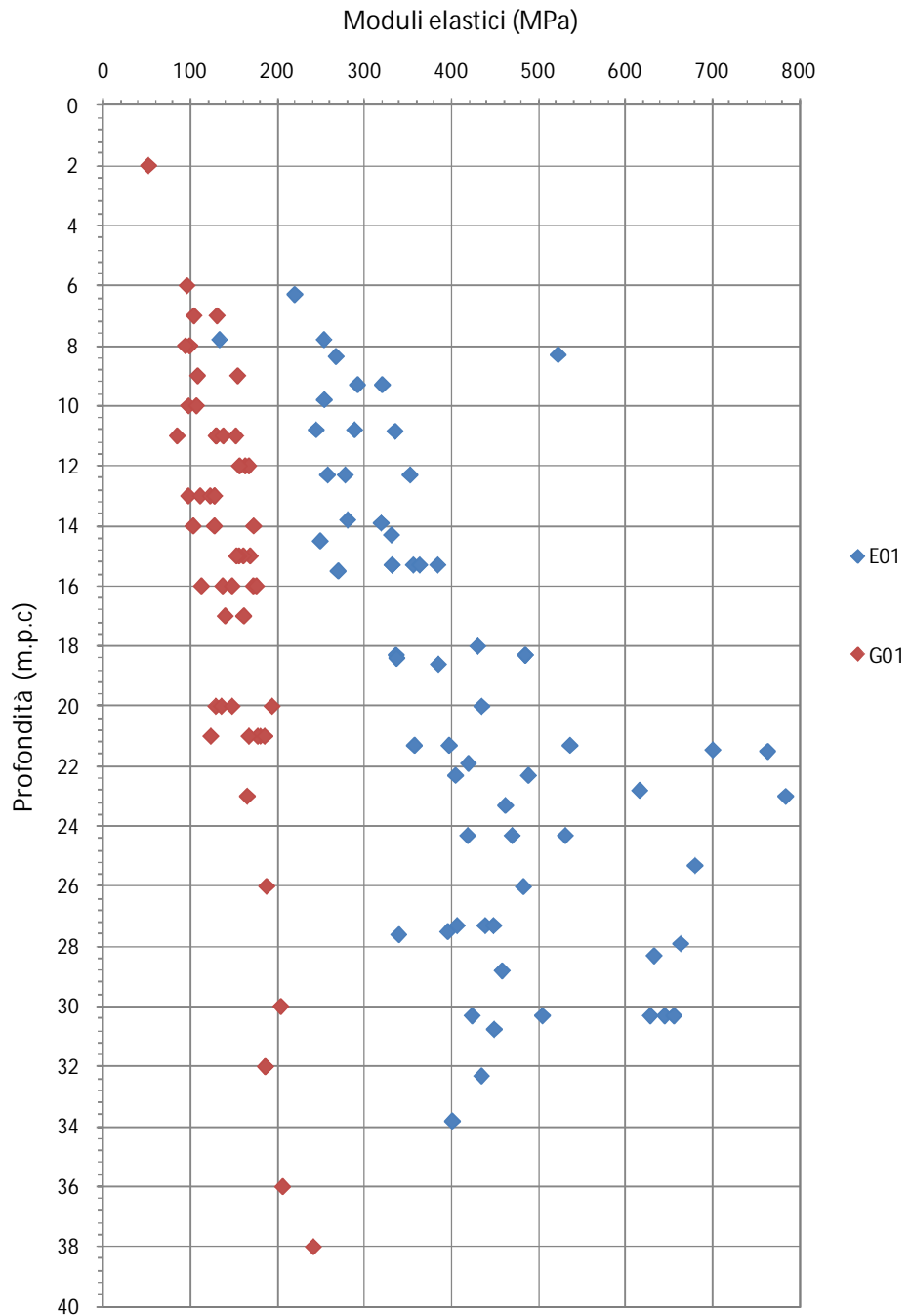
F 64. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (Schmertmann [1975]) – Tss



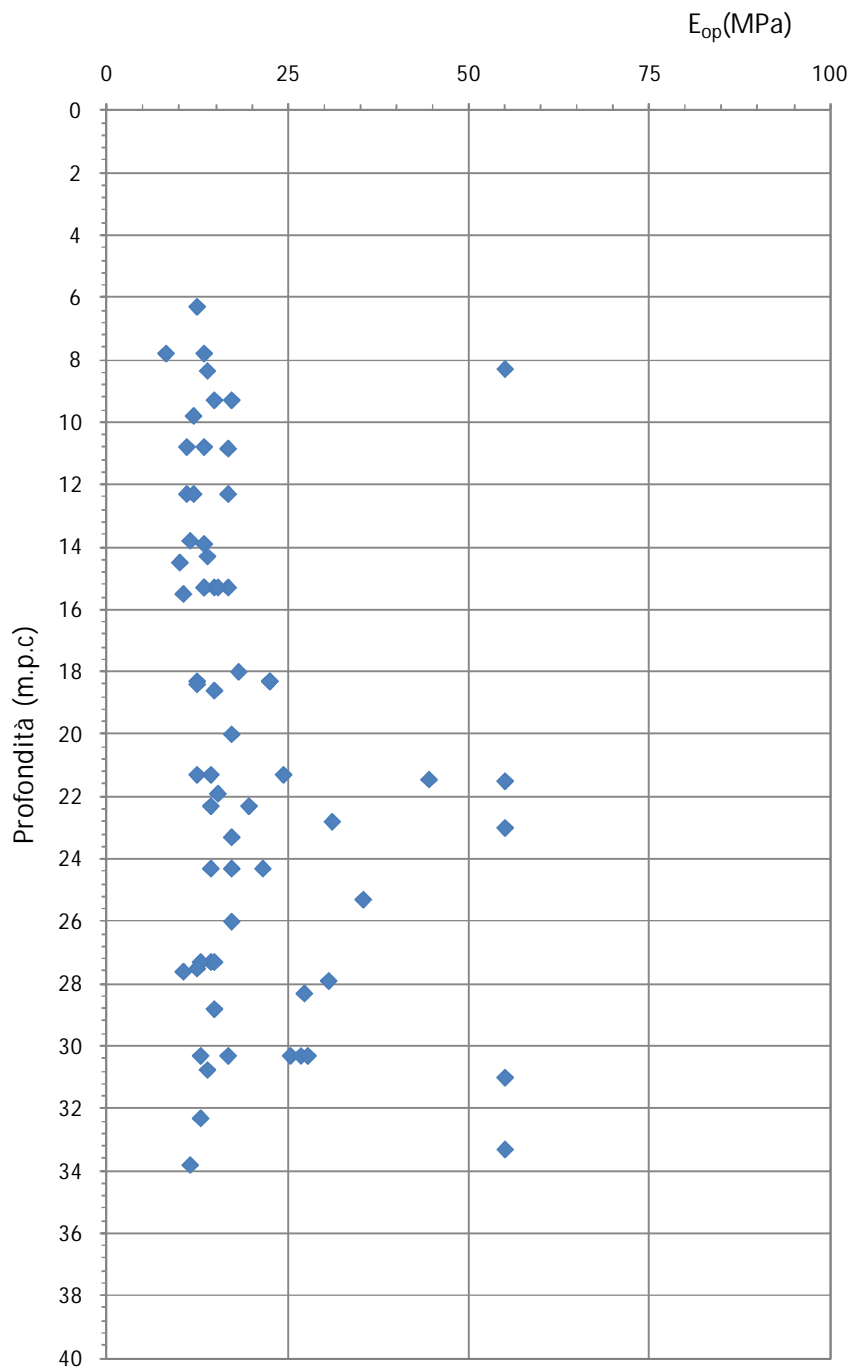
F 65. Valori dell'angolo di attrito ϕ' (De Mello [1971], Japanese National Railway, Bridge Specification[1971])–
Tss



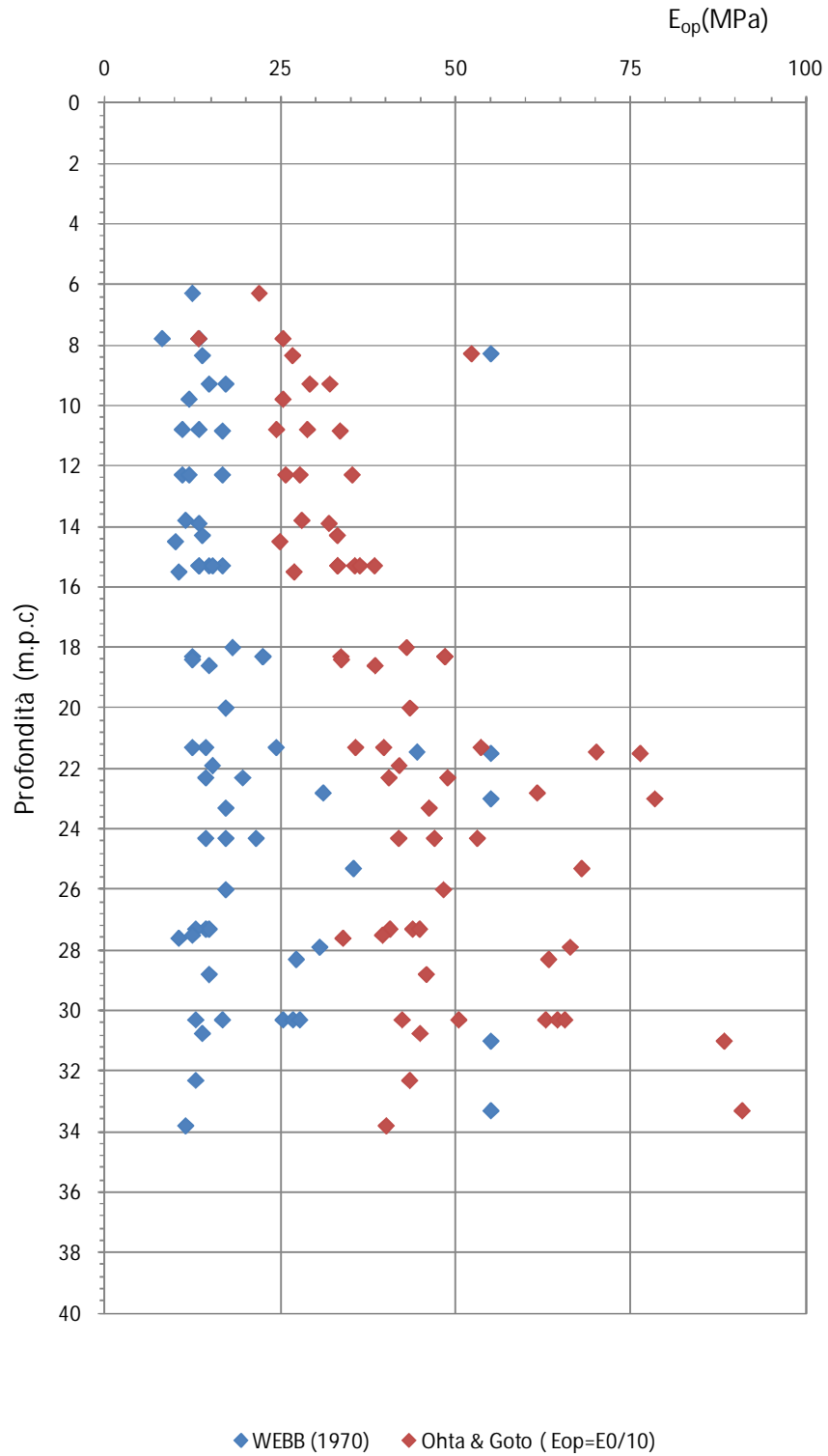
F 66. Valori della resistenza al taglio non drenata da prove SPT (NAVFAC, DM-7) – T_{ss}



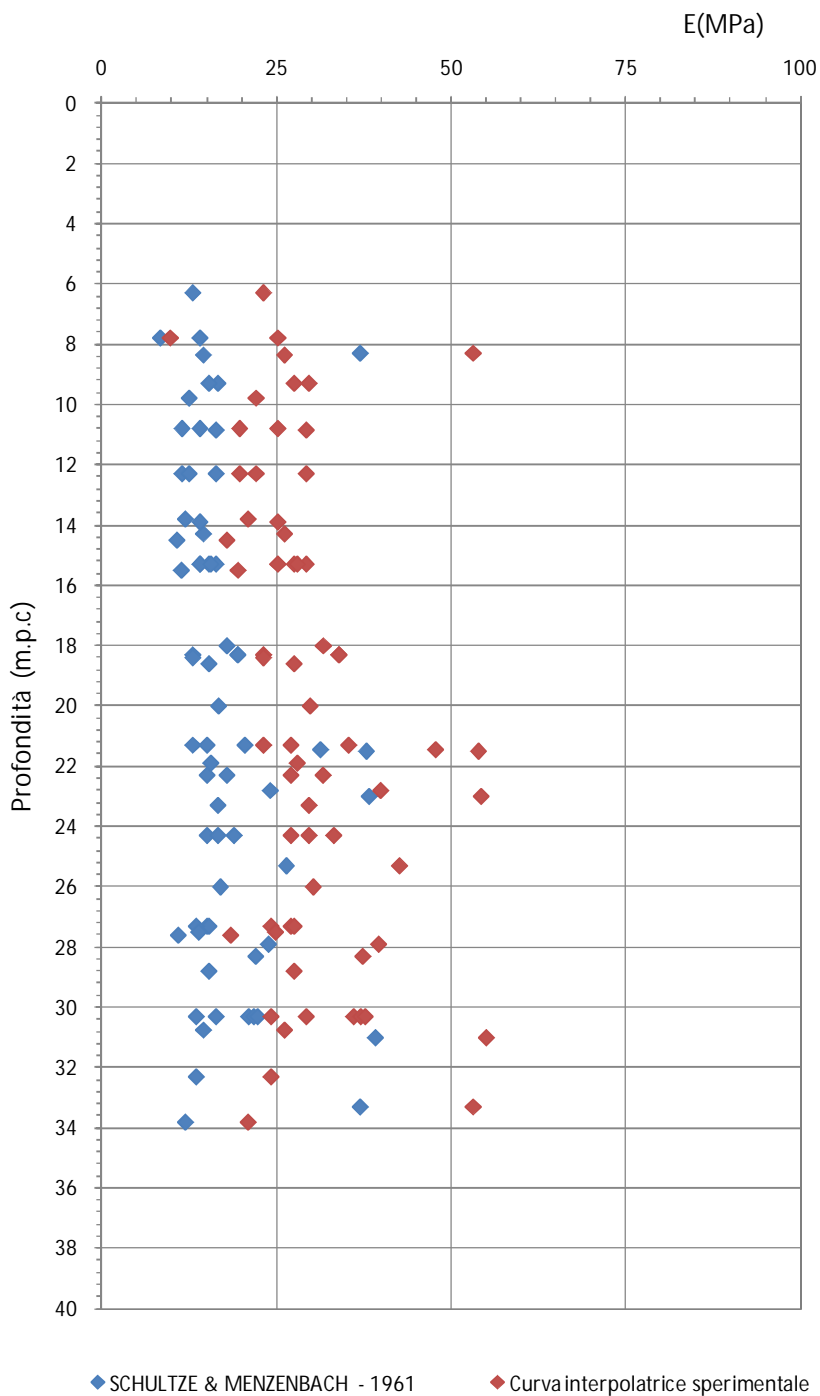
F 67. Moduli elastici a piccole deformazioni (Ohta & Goto [1978]) – Tss



F 68. Modulo elastico operativo (Webb [1970]) – Tss



F 69. Modulo elastico operativo – confronto tra Ohta e Goto [1978] e Webb [1970] – Tss



F 70. Modulo elastico operativo – confronto tra Schultze & Mezenbach(1961) e curva interpolante valori sperimentali (Tornaghi[1983], Franke[1983], Ghionna-Lancellotta-Maniscalco [1983], Albert-Hegg-Manassero [1983])-Tss

8.7 Tas

8.7.1 Analisi di laboratorio

Nel corso dell'esecuzione dei sondaggi e dei pozzetti sono stati prelevati n. 190 campioni di terreno, tra indisturbati, rimaneggiati e di materiale da SPT.

Caratteristiche fisiche

Dalle analisi eseguite sui campioni prelevati, la formazione Tas ha presentato contenuti granulometrici variabili nei seguenti intervalli:

argilla= 0.00 % ÷ 94.08 % mediamente pari a 54.13 %

limo= 5.18 % ÷ 66.98 % mediamente pari a 34.46 %

sabbia= 0.06 % ÷ 59.71 % mediamente pari a 8.88 %

ghiaia= 0% ÷ 63.92 % mediamente pari a 3.09 %

Il contenuto d'acqua naturale (w_n) risulta compreso tra 4.00% e 35.80% mediamente pari a 21.36 % (figura F 71).

L'indice dei vuoti iniziale (e_o) risulta compreso tra 0.30 ed 1.04, mediamente pari a 0.66 (figura F 72).

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) variano generalmente entro i seguenti valori (figura F 73):

LL = limite liquido = 20% ÷ 72%

IP = indice di plasticità = 5% ÷ 45.3%

Facendo riferimento ai campioni indisturbati prelevati, il peso di volume naturale γ_n è risultato compreso tra 14.5 e 23.2 kN/m³, mediamente pari a 20.6 kN/m³ (figura F 74).

Caratteristiche di resistenza al taglio

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite n. 53 prove di taglio diretto (TD) con determinazione dei parametri residui in due casi, n. 2 prove triassiali consolidate drenate (TxCD), n. 9 prove triassiali consolidate non drenate (TxCIU), n. 86 prove triassiali non consolidate non drenate (TxUU) e n. 1 prova di compressione ad espansione laterale libera (ELL).

Dai risultati delle prove di taglio diretto, i valori ottenuti, in termini di angolo di attrito e coesione di picco, risultano pari a (figura F 75):

$c' = 0.00 \div 253.22$ kPa, mediamente pari a 45.32 kPa;

$\varphi' = 9.1^\circ \div 40.7^\circ$, mediamente pari a 21.8°.

I valori ottenuti, in termini di angolo di attrito e coesione residui, risultano pari a:

$c' = 0.00$;

$\varphi' = 11.5^\circ \div 11.7^\circ$, mediamente pari a 11.6°.

Dai risultati delle prove TxCD, i valori ottenuti, in termini di angolo di attrito e coesione in condizioni efficaci, risultano pari a (figura F 76):

$c' = 0 \div 160.9$ kPa, mediamente pari a 80.4 kPa;

$\varphi' = 12.6^\circ \div 29.6^\circ$, mediamente pari a 21.1°.

Dai risultati delle prove TxCIU, i valori ottenuti, in termini di angolo di attrito e coesione in condizioni efficaci, risultano pari a (figura F 77):

$c' = 0 \div 77.36$ kPa, mediamente pari a 28.56 kPa;

$\varphi' = 17.15^\circ \div 27.5^\circ$, mediamente pari a 21.6°.

In condizioni di tensioni totali tali prove forniscono i seguenti valori di resistenza al taglio non drenata:

$c_u = \dots \div \dots$ kPa, mediamente pari a \dots kPa.

Dai risultati delle prove triassiali TxUU, i valori della resistenza al taglio non drenata risultano pari a (figura F 78):

$c_u = 53.70 \div 995.80$ kPa, mediamente pari a 360.03 kPa.

Dai risultati delle prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL) , il valore della σ_c risulta pari a (figura F 79):

$\sigma_c = 462$ kPa.

Caratteristiche di deformabilità

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite n. 26 prove di compressione edometrica, che hanno fornito i seguenti risultati (relativi a intervalli di pressione prossimi a quelli litostatici efficaci, se risulta presente la curva di ricarico, oppure relativi ad intervalli di pressione di poco superiori a quelli litostatici efficaci, in caso di presenza di sola curva di primo carico): (figura F 80):

Modulo edometrico: $E_{ed}=5544 \div 86844$ kPa, mediamente pari a 20405 kPa;

Coefficiente di consolidazione: $c_v= 8.40E-05 \div 6.46E-03$ cm²/sec, mediamente pari a 1.40 E-03 cm²/sec.

Nelle tabelle T 9, T 10, T 11, T 12, T 13, T 14 e T 15 viene riportata una sintesi dei risultati delle analisi di laboratorio eseguite sui campioni prelevati.

8.7.2 Indagini geotecniche in sito

Caratteristiche di resistenza al taglio

Nel corso della perforazione dei sondaggi sono state eseguite n. 29 prove penetrometriche dinamiche le quali hanno fornito valori di N_{SPT} variabili tra 22 e rifiuto, con valore medio, considerando pari a 100 i rifiuti, pari a 46 (figuraF 81).

Sulla base delle prove penetrometriche dinamiche, in termini di tensioni efficaci la formazione Tas può complessivamente essere caratterizzata dai seguenti parametri:

$Dr = 48 \div 97\%$, mediamente pari a 65% (Meyerhof [1957]) (figuraF 82);

$Dr = 53 \div 99\%$, mediamente pari a 69% (Schultze e Mezembach [1961]) (figuraF 82);

$Dr = 39 \div 73\%$, mediamente pari a 50% (Bazaara [1967]) (figuraF 82);

$\varphi' = 35 \div 42^\circ$, mediamente pari a 37° (Schmertmann [1975], Meyerhof [1957]) (figuraF 83);

$\varphi' = 35 \div 42^\circ$, mediamente pari a 38° (Schmertmann [1975], Schultze e Mezembach [1961]) (figuraF 83);

$\varphi' = 34 \div 38^\circ$, mediamente pari a 35° (Schmertmann [1975], Bazaara [1967]) (figuraF 83);

$\varphi' = 29 \div 34^\circ$, mediamente pari a 31° (De Mello [1971]) (figuraF 84);

$\varphi' = 33 \div 44^\circ$, mediamente pari a 36° (Japanese National Railway) (figuraF 84);

$\varphi' = 32 \div 44^\circ$, mediamente pari a 36° (Road Bridge Specification[1971]) (figuraF 84);

Dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, si ritiene pertanto ragionevole adottare per tale formazione il seguente range di valori di angolo di attrito in condizioni drenate:

$\varphi' = 32^\circ \div 36^\circ$

Tali valori risultano pienamente confermati dai risultati delle prove di laboratorio che consentono la stima della quota parte di resistenza attribuibile alla coesione drenata c' a fronte di valori di angolo di attrito inferiori.

Sempre sulla base delle prove penetrometriche dinamiche SPT, in condizioni di tensioni totali la formazione Tas può complessivamente essere caratterizzata dai seguenti valori di resistenza al taglio non drenata (figura F 85):

$$c_u = 144 \div 654 \text{ kPa, mediamente pari a } 299 \text{ kPa (NAVFAC [1971]).}$$

Caratteristiche di deformabilità

Dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, il modulo elastico a piccole deformazioni (E_0) stimato mediante la correlazione di Ohta e Goto [1978], risulta compreso nel seguente intervallo (figura F 86):

$$E_0 = 376 \div 879 \text{ (MPa), mediamente pari a } 595 \text{ MPa}$$

$$G_0 = 145 \div 338 \text{ (MPa), mediamente pari a } 229 \text{ MPa.}$$

I moduli di Young operativi (E_{op}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$.

Per la stima del modulo non drenato E_u nelle argille sovraconsolidate si è fatto riferimento alla correlazione di Jamiolkowski et al. [1979]: $E_u = k c_u$ ove k è una costante, funzione del grado di sovraconsolidazione OCR e I_p , e c_u è la coesione non drenata, variabile tra 144 e 654 kPa mediamente pari a 299 kPa (NAVFAC [1971]) (i dati di c_u ottenuti in laboratorio da prove TxUU confermano tali valori, mentre i dati di laboratorio ottenuti da altre prove risultano dispersi). Facendo riferimento ad un OCR $\cong 2$ (ricavato dalle prove di compressione edometrica eseguite) e per indici plastici inferiori a 30, si può assumere cautelativamente, $k = 1000$ e si ottiene (vedi figura F 87) :

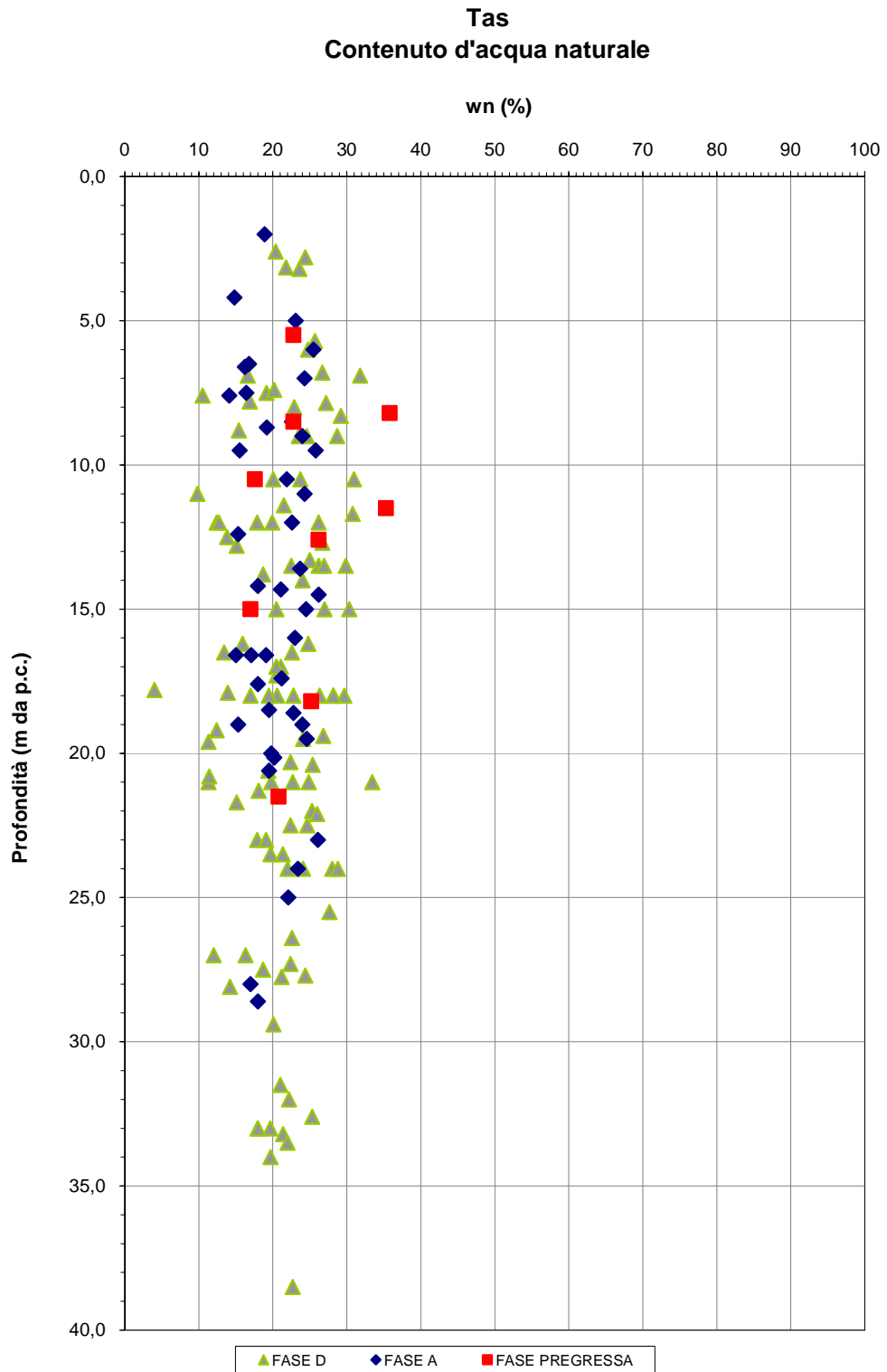
$$E_u = 144 \div 654 \text{ MPa, mediamente pari a } 298 \text{ MPa (Jamiolkowski et.al. [1979])}$$

Nella figura F 88 è riportato un confronto tra modulo E_u proposto da Jamiolkowski et al. (1979) e moduli E_0 di Ohta e Goto (1978).

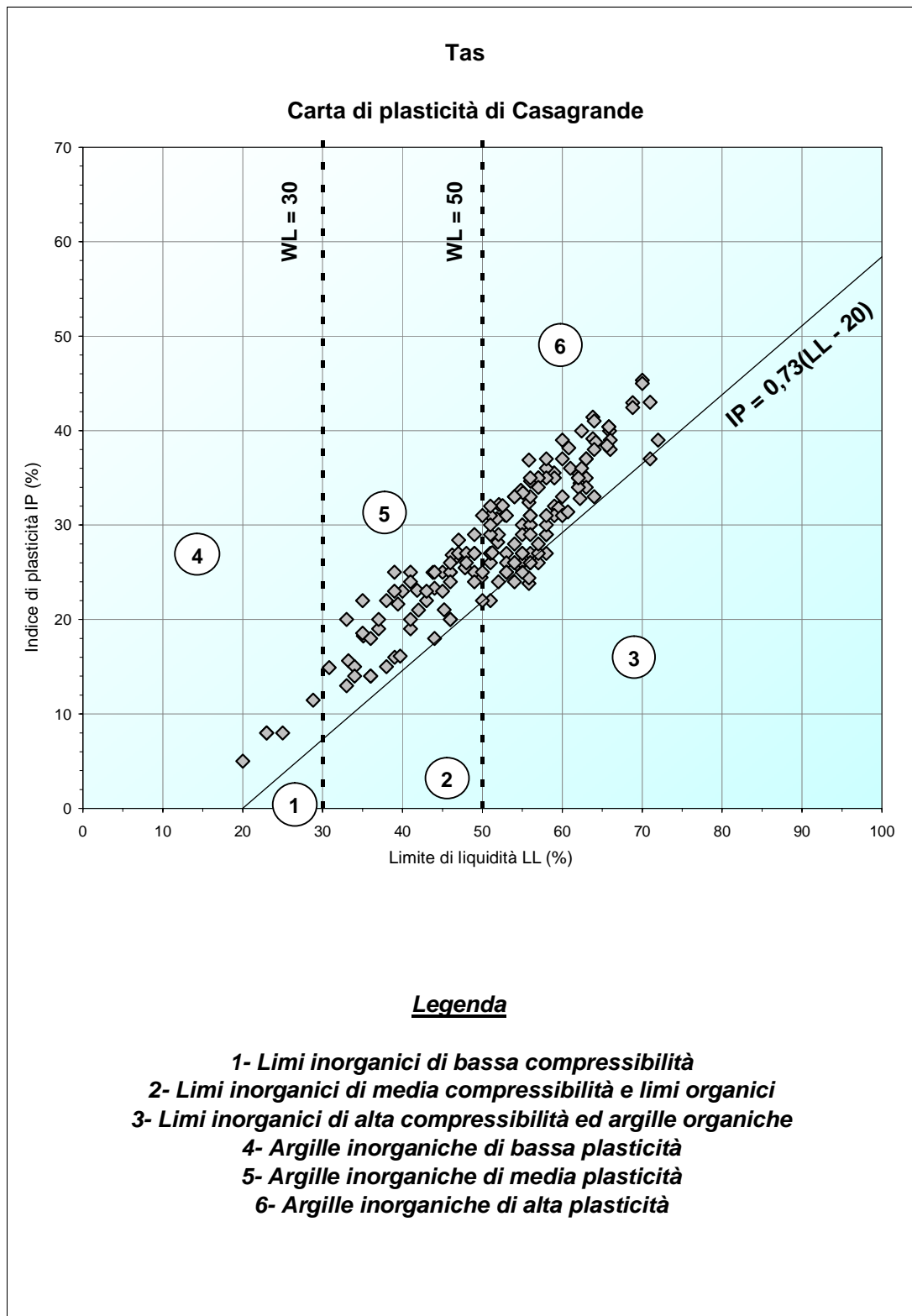
8.7.3 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base dei risultati delle indagini in sito e in laboratorio effettuate, i parametri geotecnici caratteristici assunti per la caratterizzazione della formazione Tcm₂ sono riassunti nella seguente tabella:

Tas	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	20 ÷ 21
Resistenza al taglio non drenata c_u (kPa)	200 ÷ 350
Angolo di attrito ϕ' (°)	20 ÷ 22
Coesione drenata c' (kPa)	30 ÷ 60
Modulo edometrico E_{ed} (MPa)	20
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	30 ÷ 40
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (kN/m³)	40000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	20000

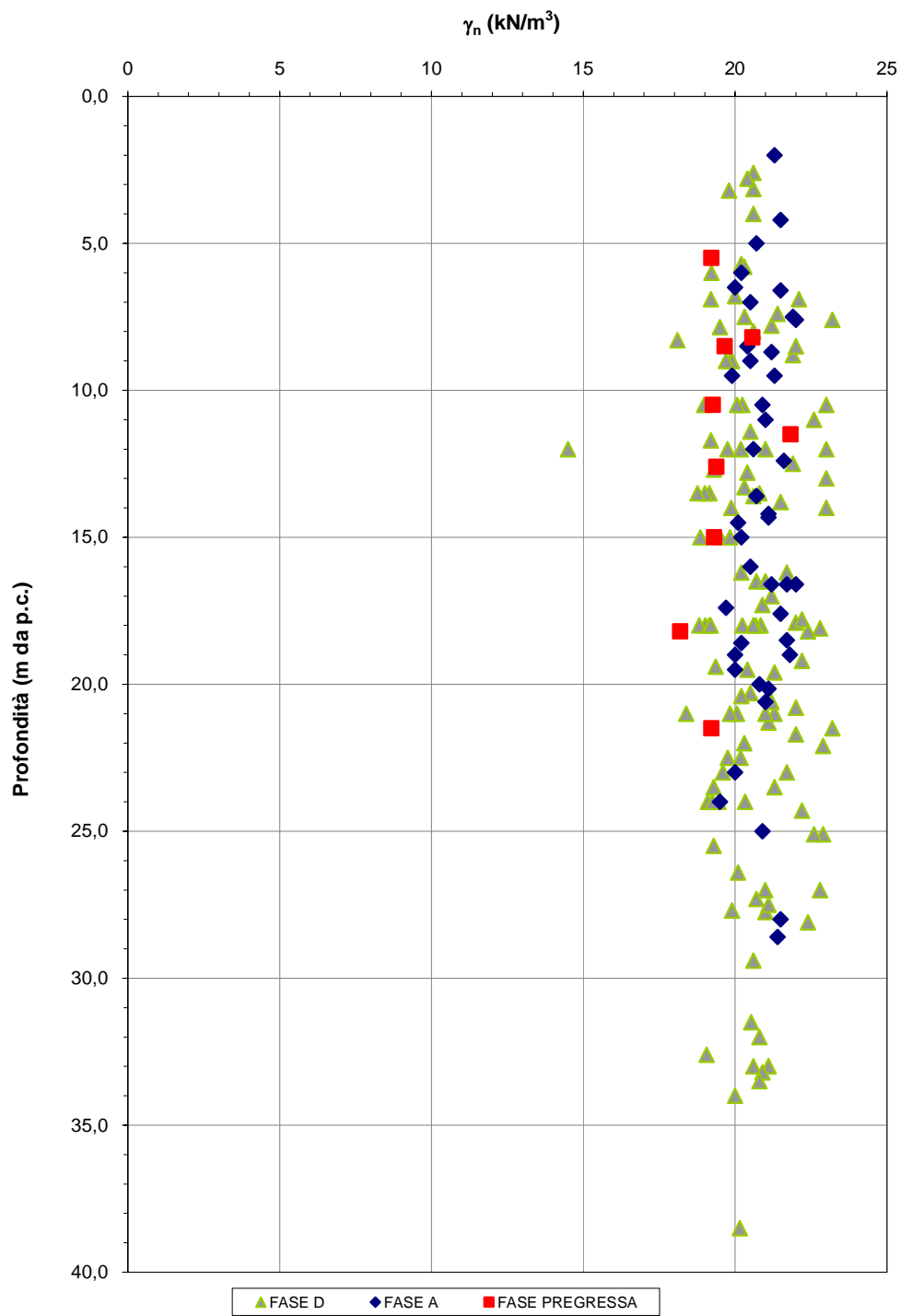


F 71. Contenuto d'acqua naturale – Tas

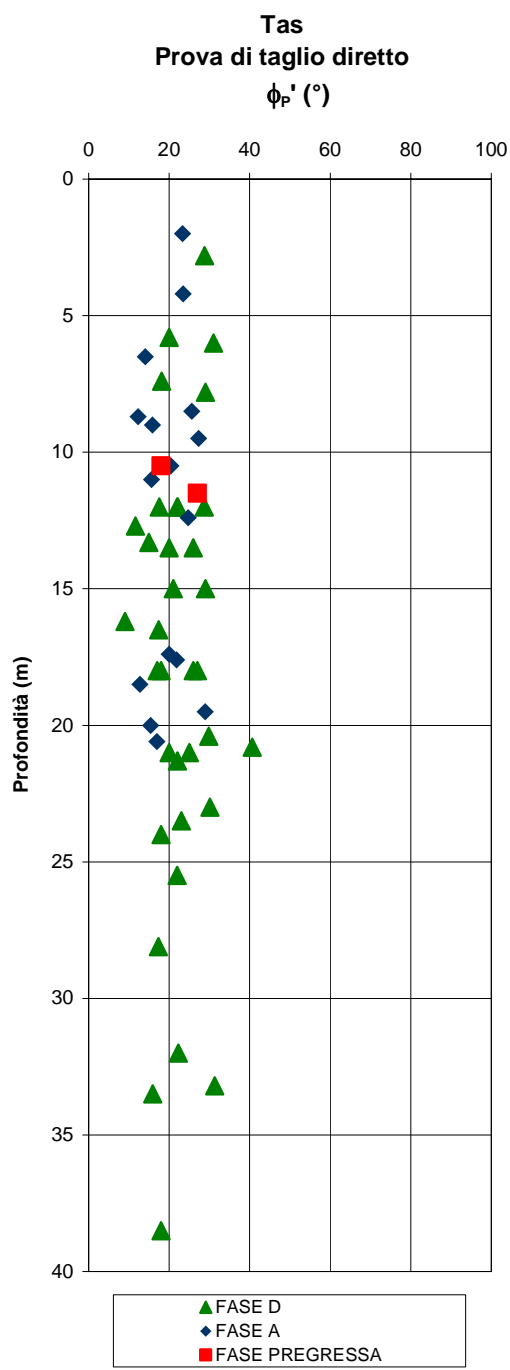
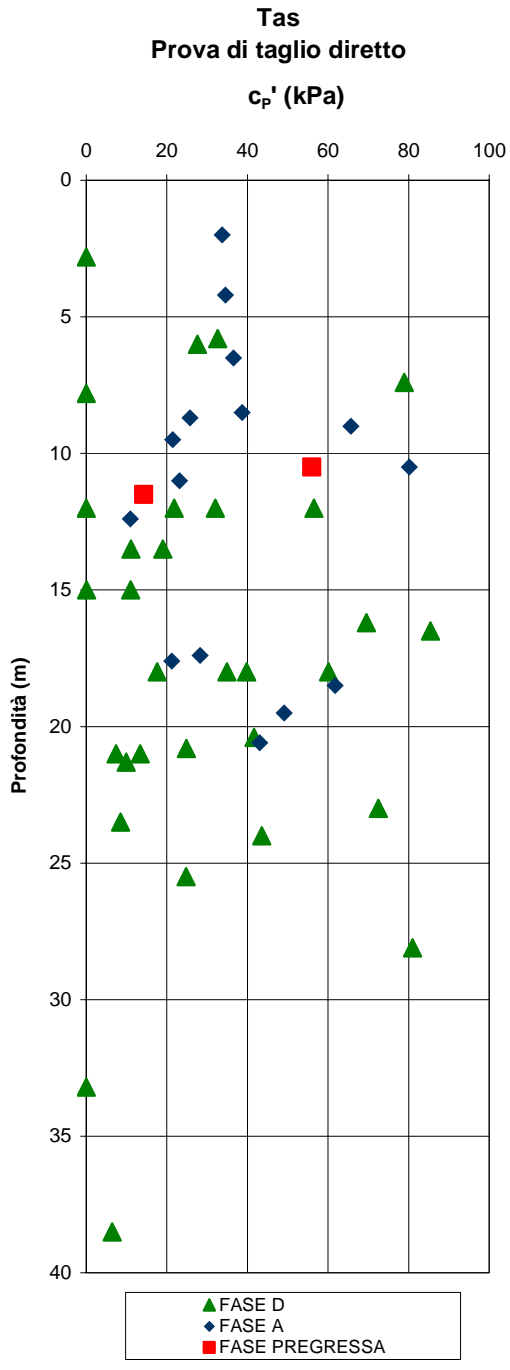


F 73. Carta di plasticità di Casagrande – Tas

Tas
Peso di volume naturale

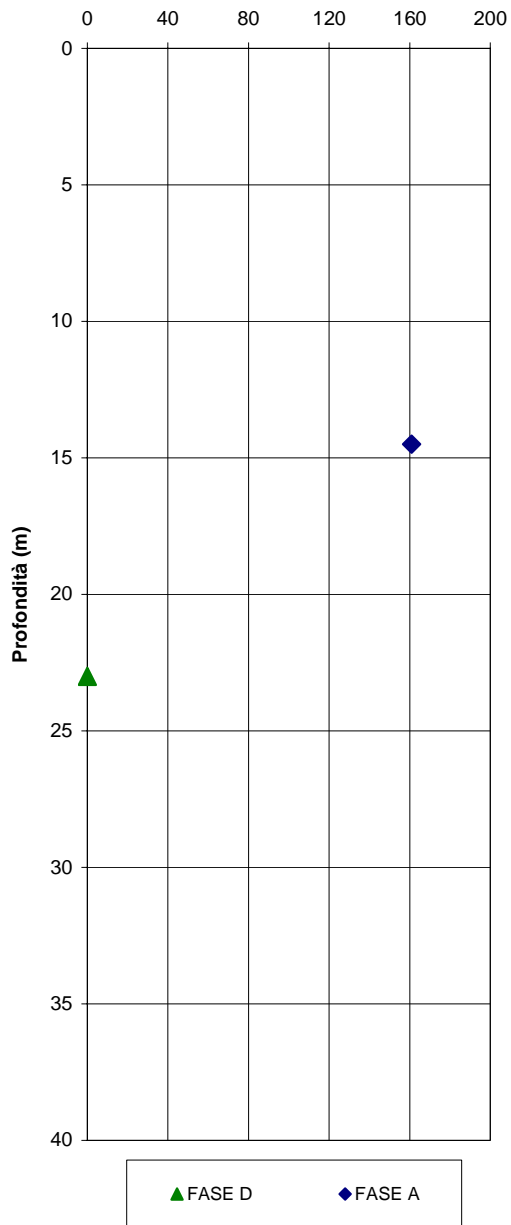


F 74. Peso di volume naturale – Tas

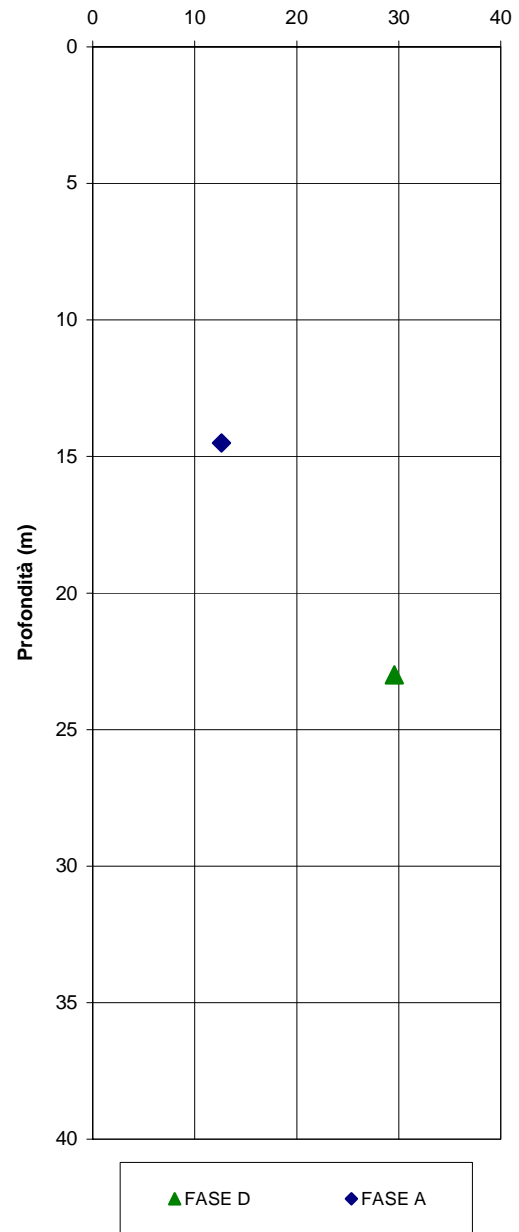


F 75.c' e ϕ' da prove di taglio diretto TD – Tas

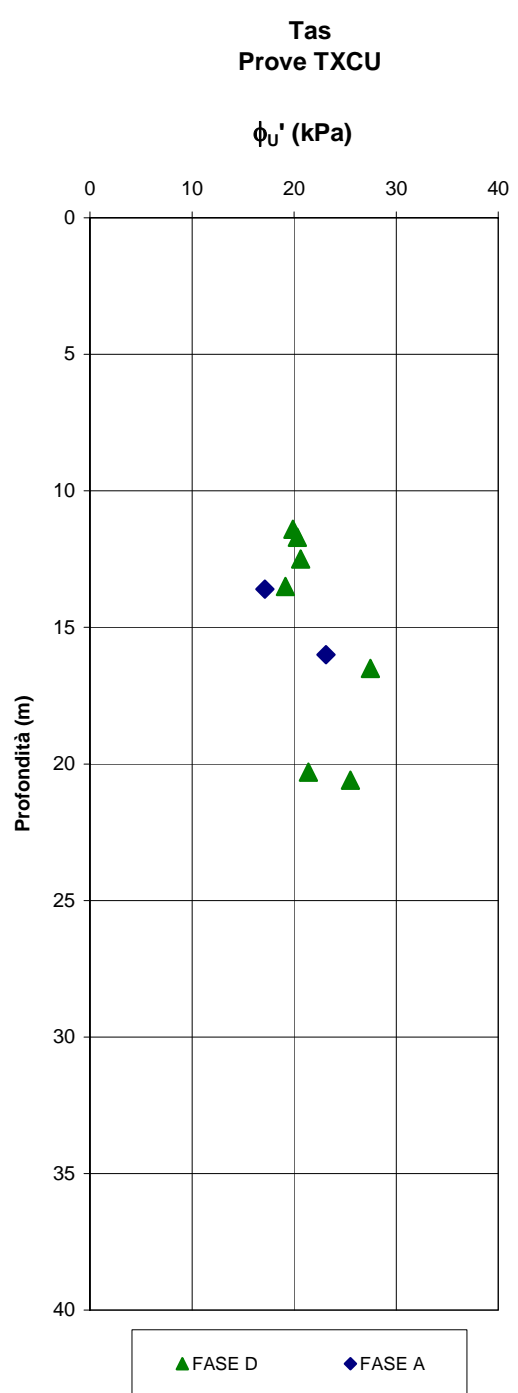
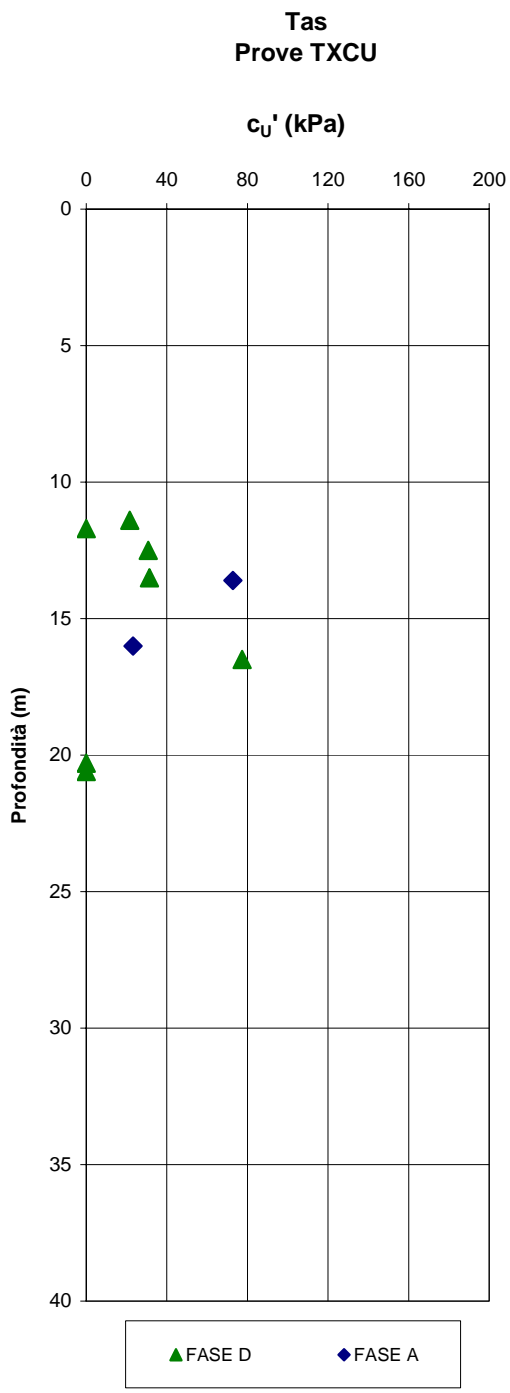
Tas
 Prove TXCD
 Resistenza al taglio drenata
 c' (kPa)



Tas
 Prove TXCD
 Resistenza al taglio drenata
 ϕ' (°)

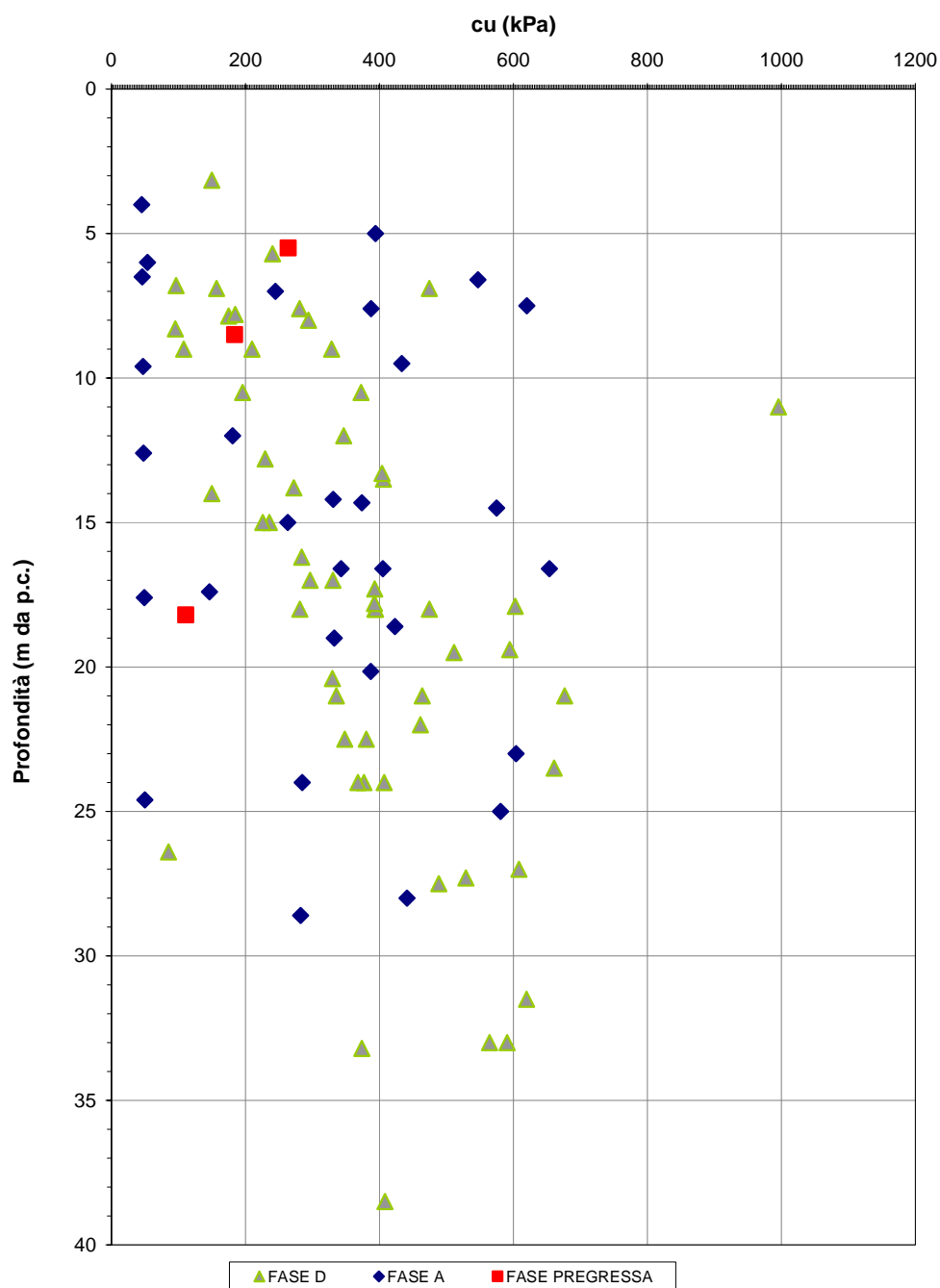


F 76.c' e ϕ' da prove triassiali CD – Tas



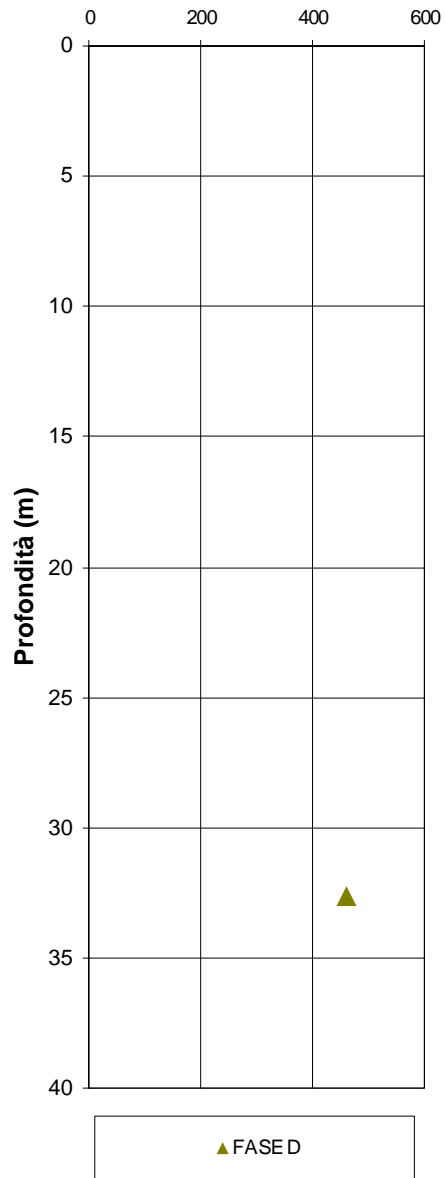
F 77.c e ϕ da prove Triassiali TxCIU – Tas

Tas
Prove TXUU
Resistenza al taglio non drenata

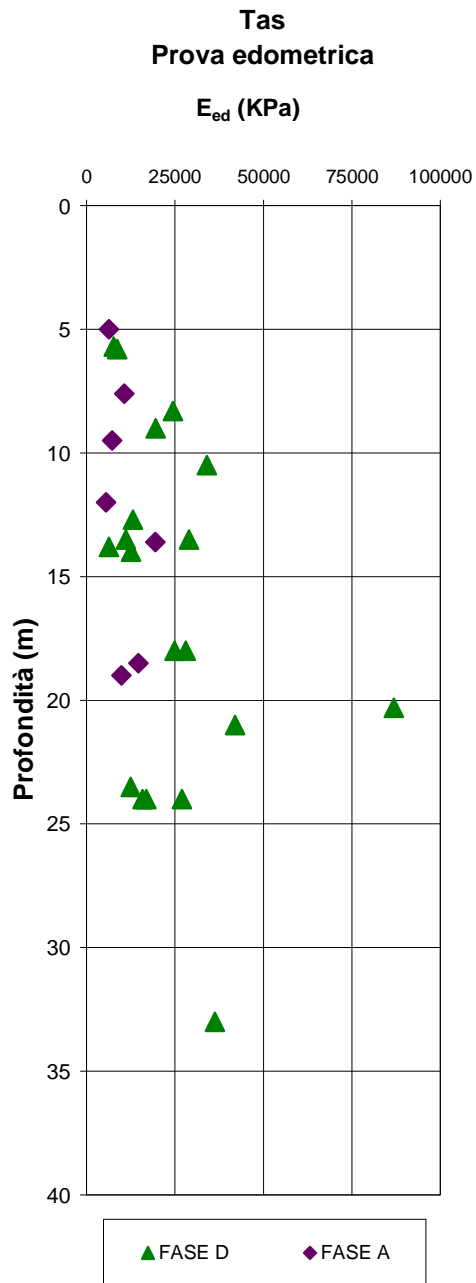


F 78. Resistenza al taglio non drenata da prove Triassiali TxUU – Tas

Tas
Compressione semplice
 σ_c (KPa)

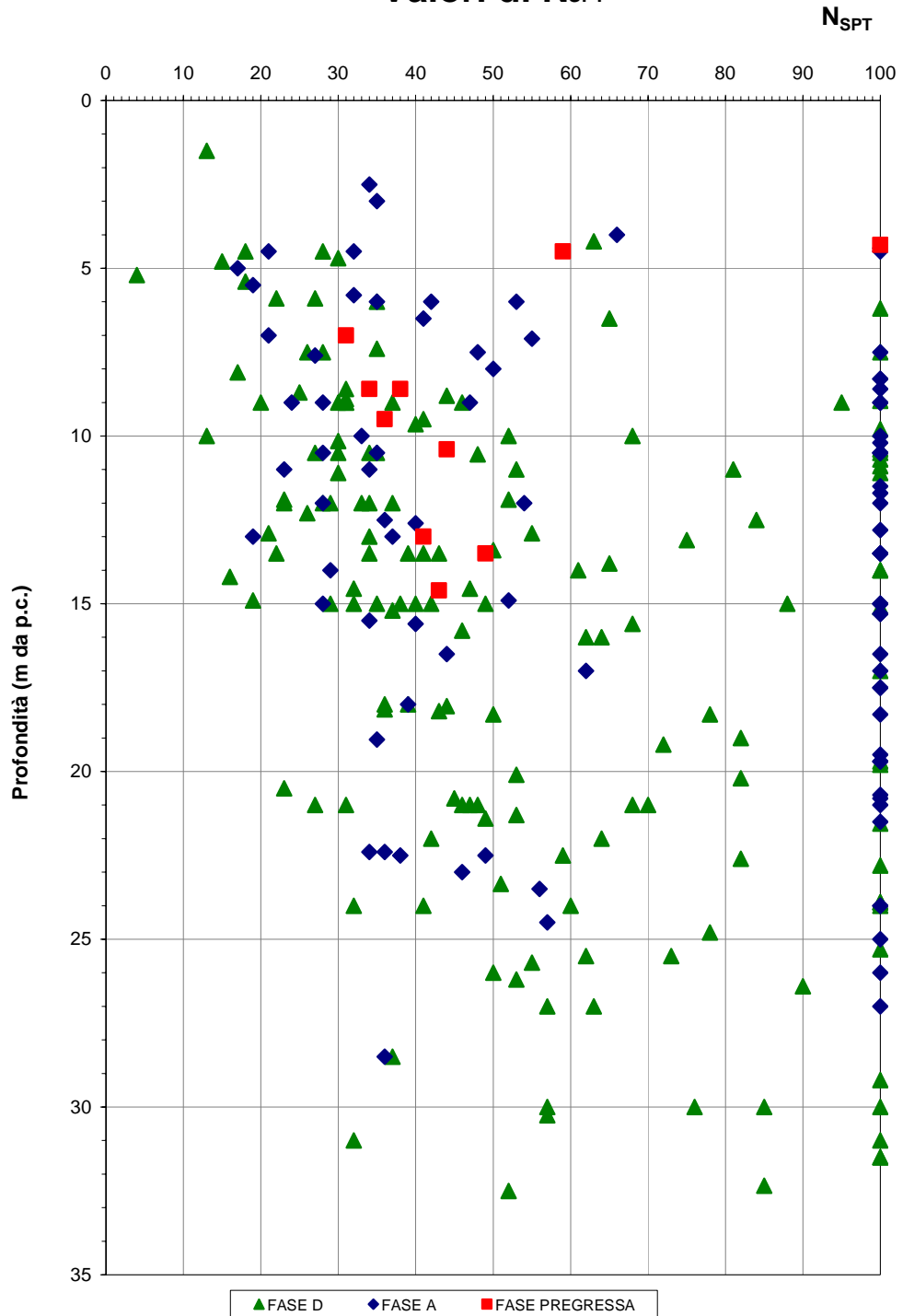


F 79. σ_c da prove di compressione ELL – Tas

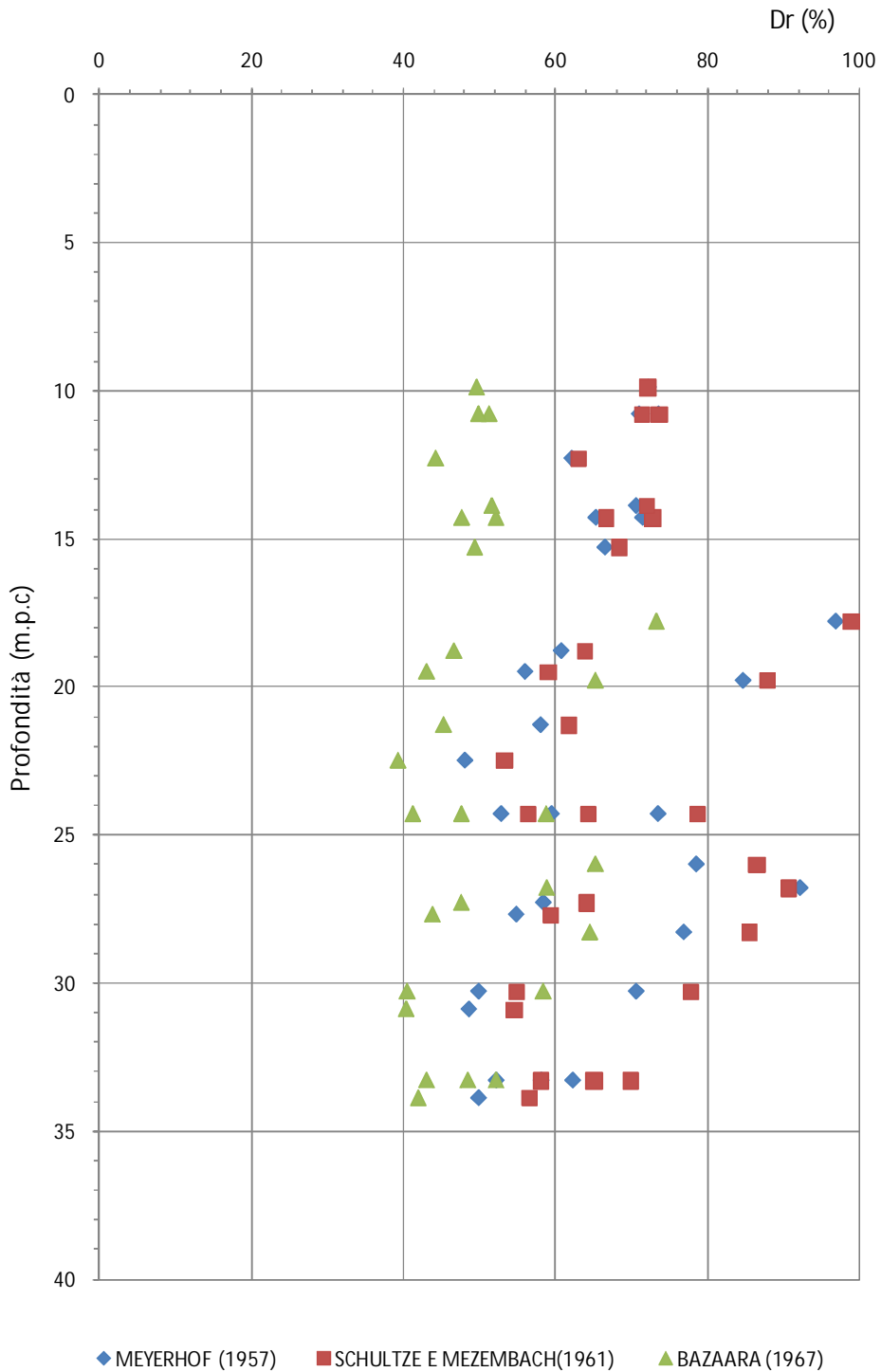


F 80. Prove di compressione edometrica – valori di E_{ed} – Tas

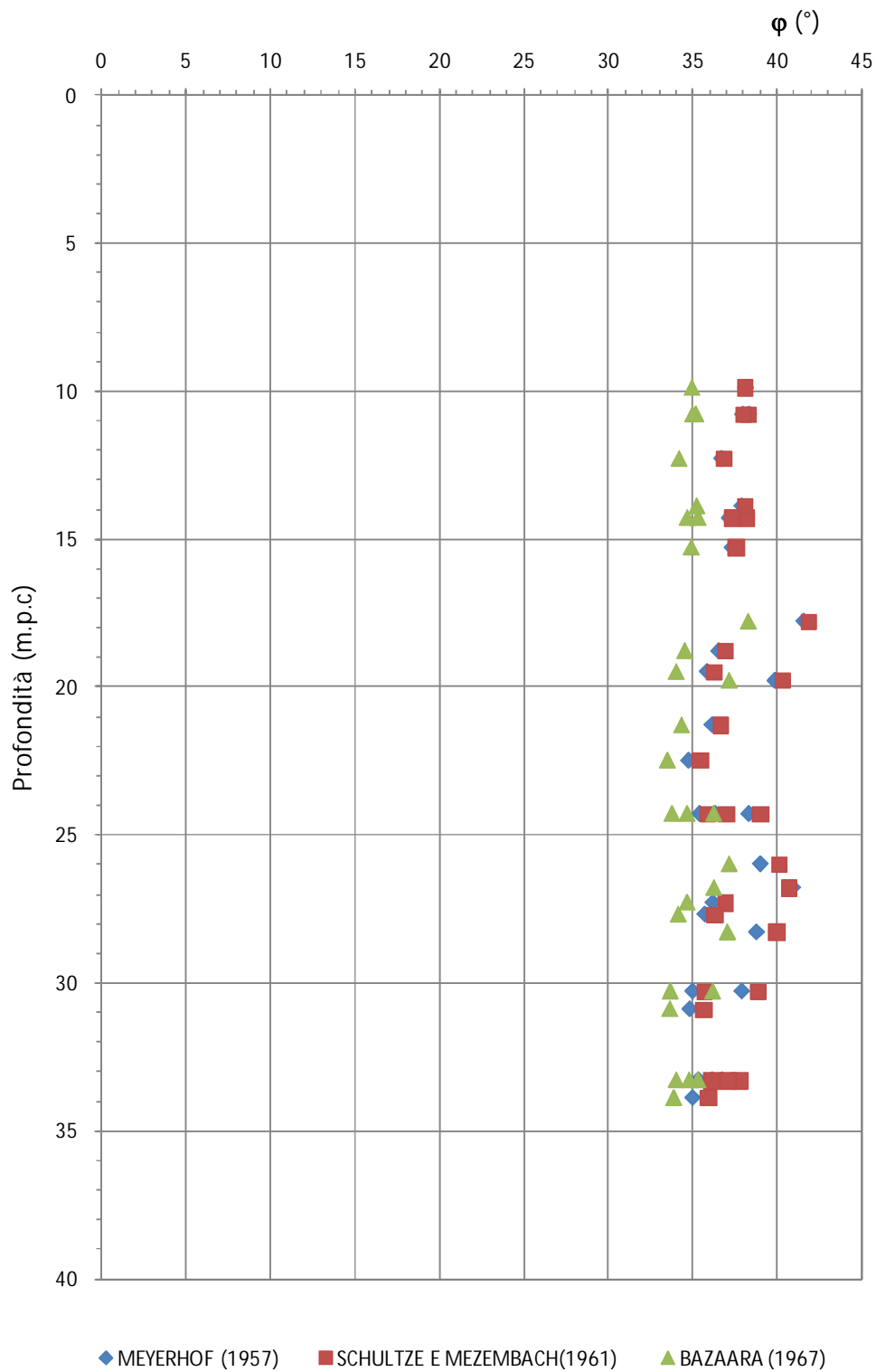
Tas Valori di N_{SPT}



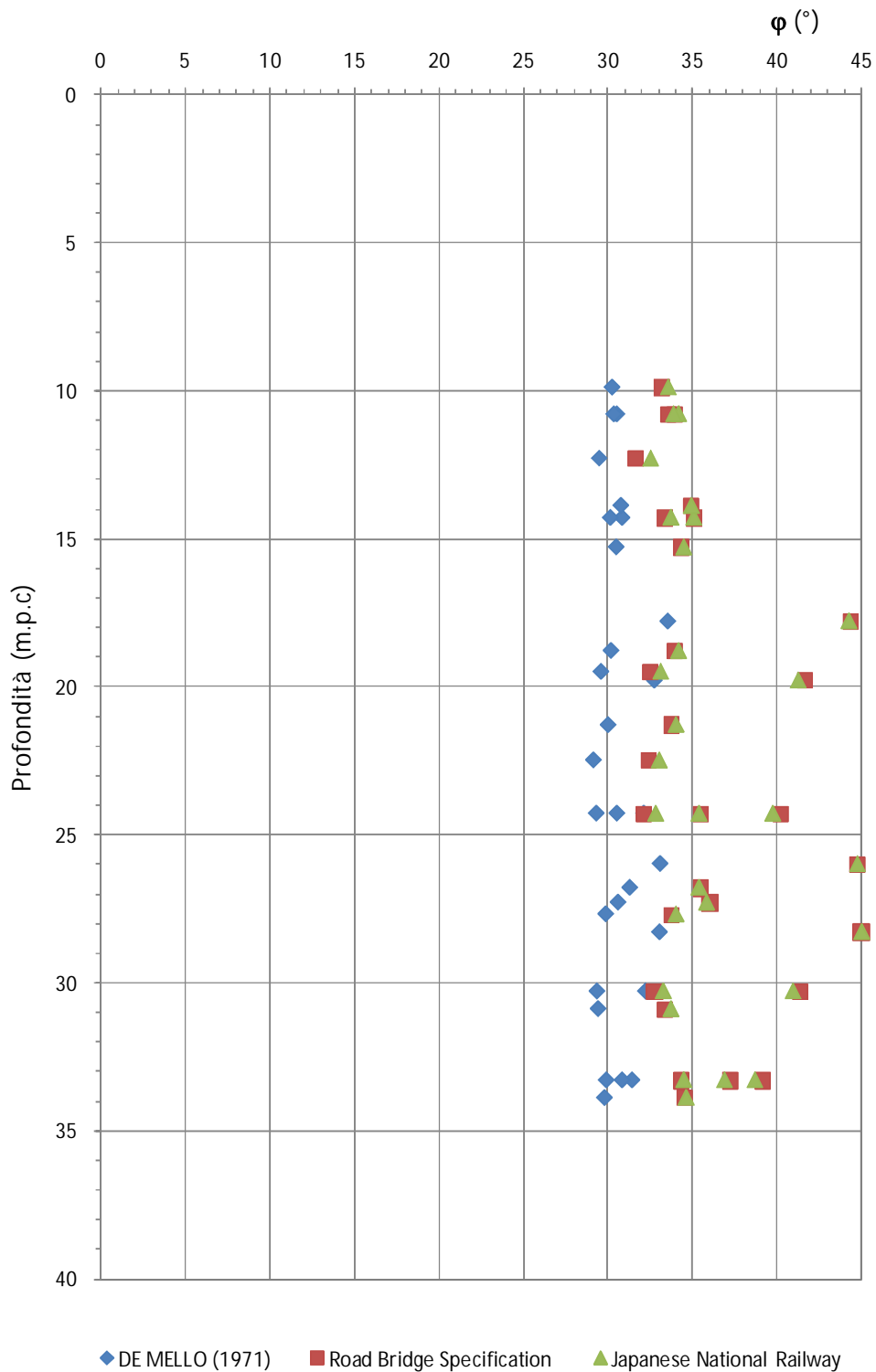
F 81. Valori di N_{SPT} – Tas



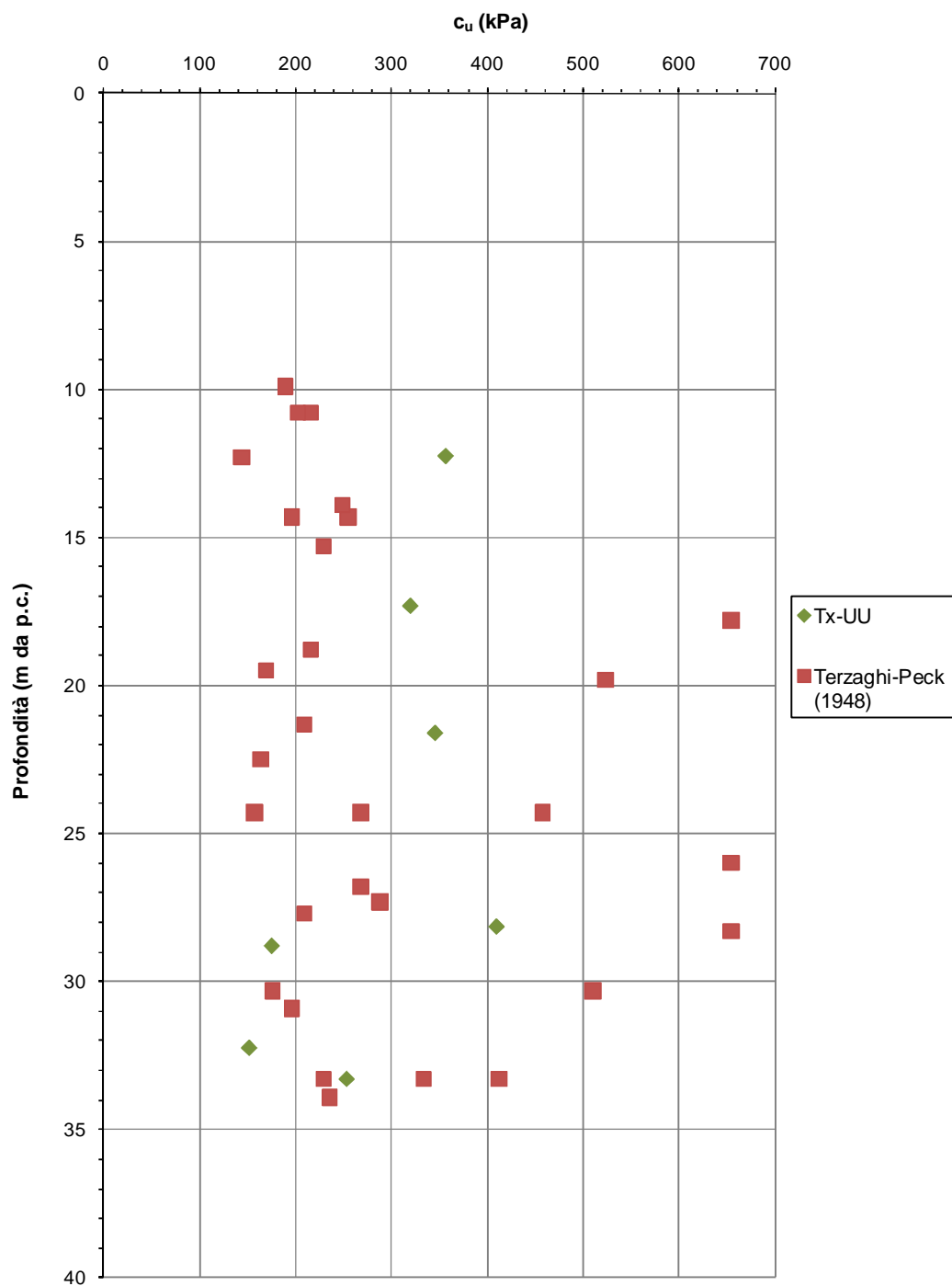
F 82. Valori della densità relativa D_R (Meyerhof [1957] Schultz e Mezembach [1961] Bazaara [1967]) – Tas



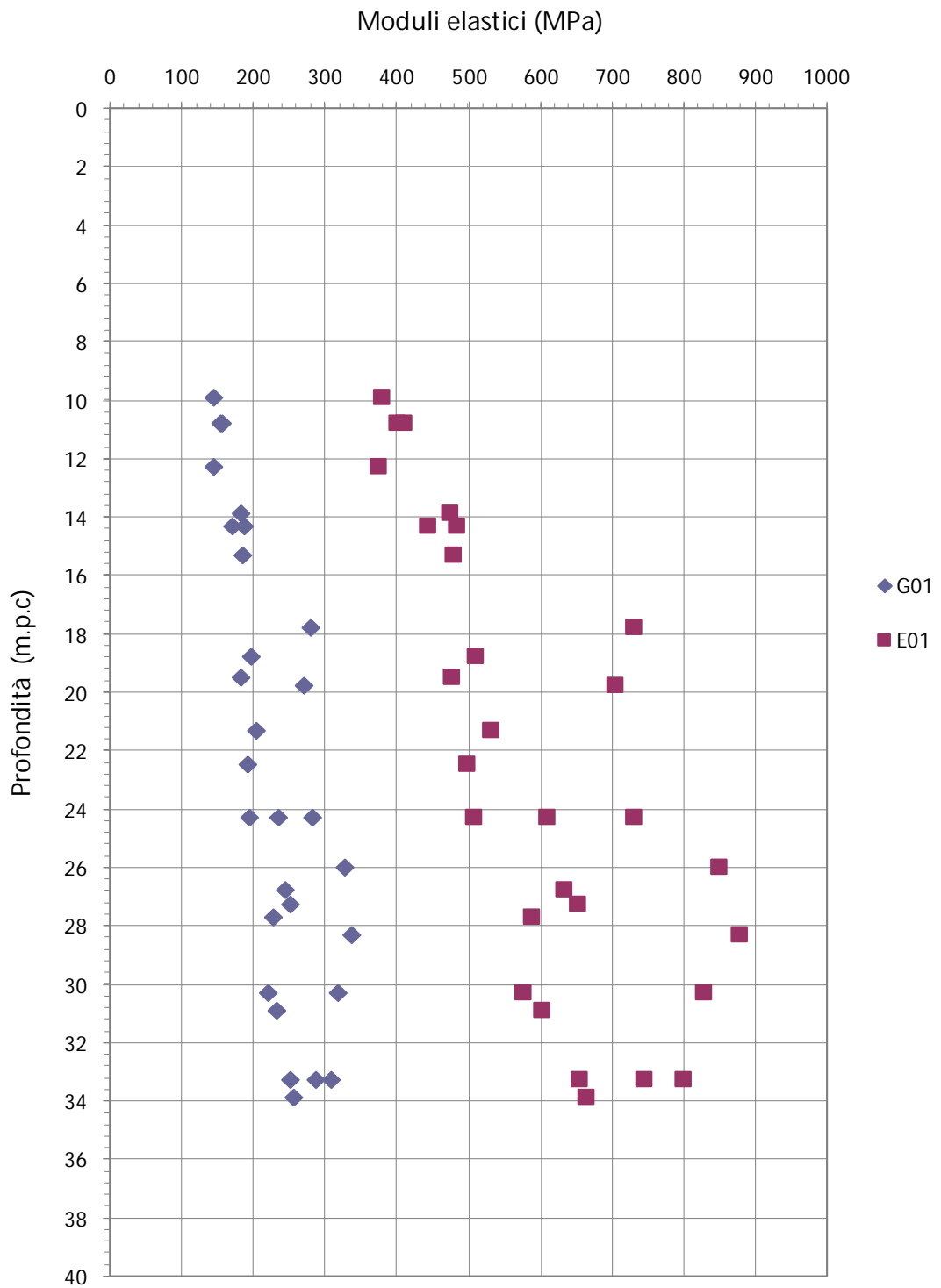
F 83. Valori dell'angolo di attrito φ' (Schmertmann [1975]) – Tas



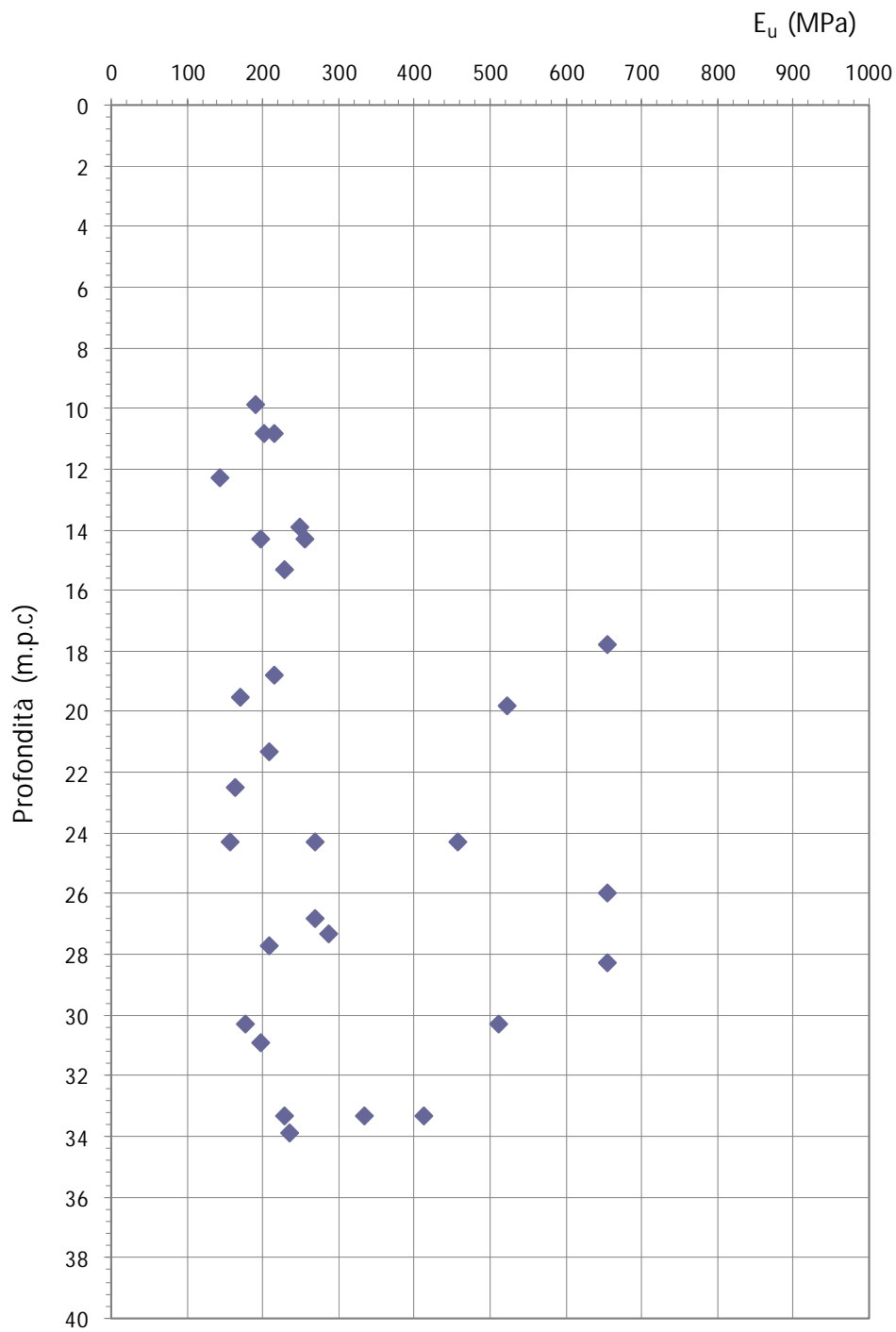
F 84. Valori dell'angolo di attrito φ' (De Mello [1971], Japanese National Railway, Bridge Specification[1971])–
Tas



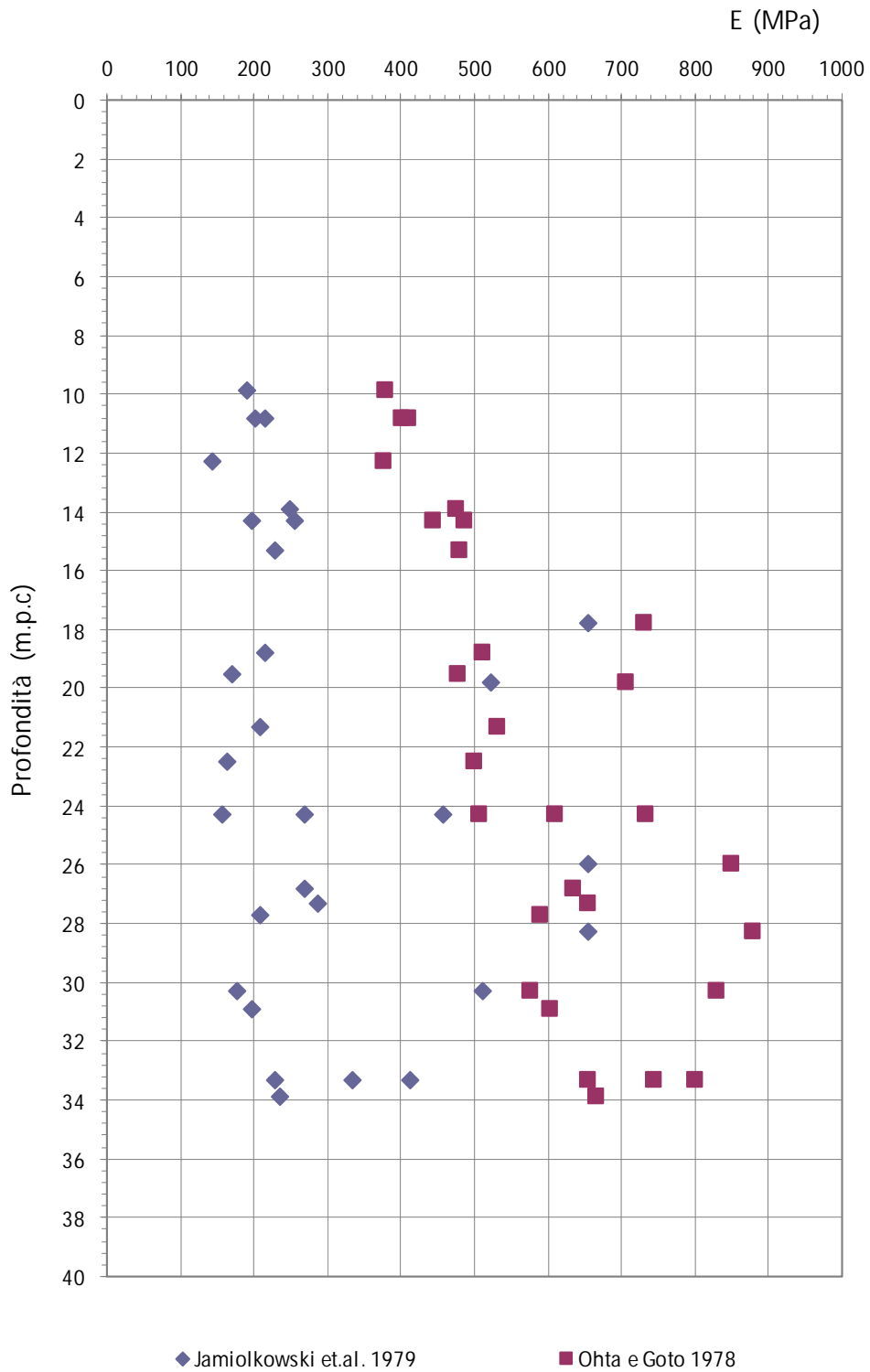
F 85. Valori della resistenza al taglio non drenata da prove SPT (NAVFAC, DM-7) – **Tas**



F 86. Moduli elastici a piccole deformazioni (Ohta & Goto [1978]) – Tas



F 87. Modulo elastico non drenato E_u (Jamiolkowski et.al. [1979]) – Tas



F 88. Confronto tra modulo E_0 di Ohta e Goto [1978] e modulo E_u di Jamiolkowski et al. [1979] – Tas

8.8 Rma

8.8.1 Analisi di laboratorio

Nel corso dell'esecuzione dei sondaggi e dei pozzetti sono stati prelevati n.29 campioni di roccia.

Facendo riferimento ai campioni indisturbati prelevati, il peso di volume naturale γ_n è risultato compreso tra 21.0 e 26.2 kN/m³, mediamente pari a 23.5 kN/m³ (figura F 89).

Caratteristiche di resistenza al taglio e deformabilità

Sui campioni indisturbati prelevati sono state eseguite n. 11 prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL) che hanno fornito i seguenti risultati:

$\sigma_c = 2650 \div 78440$ kPa, mediamente pari a 41291 kPa (figura F 90);

$\nu = 0.22 \div 0.41$, mediamente pari a 0.33 (figura F 91);

$E_{sec} = 6670 \div 70810$ kPa mediamente pari a 37171 kPa (figura F 92);

$E_{tang} = 6600 \div 120180$ kPa mediamente 49462 kPa (figura F 93).

Nella tabella T 16 viene riportata una sintesi dei risultati delle analisi di laboratorio eseguite sui campioni prelevati.

8.8.2 Indagini geotecniche in sito

Caratteristiche di resistenza al taglio

Nel corso della perforazione dei sondaggi sono state eseguite n. 54 prove penetrometriche dinamiche le quali hanno fornito nella quasi totalità dei casi valori di N_{SPT} a Rifiuto (figura **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

Per la caratterizzazione geotecnica e geomeccanica dell'unità Rag, non si ritiene pertanto opportuno fare riferimento alle correlazioni usualmente utilizzate, ma si ritiene più corretto fare riferimento alle numerose trattazioni reperibili in letteratura che riportano studi sull'unità geotecnica in esame, riferibile alla formazione geologica denominata Unità della Pietraforte (facies argilloscisti varicolori manganiferi).

8.8.3 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

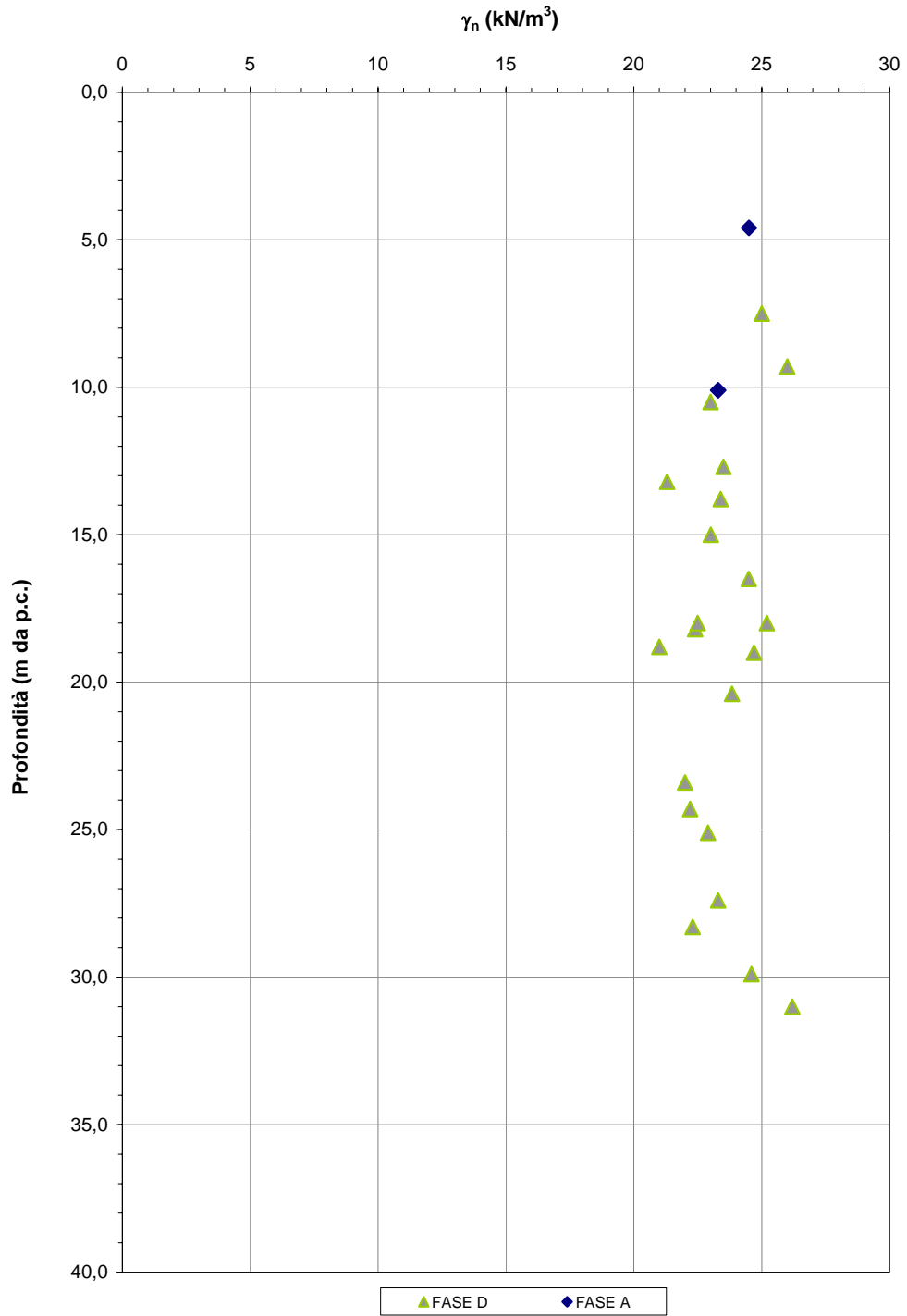
Sulla base dei dati di letteratura e delle indagini eseguite, i parametri geotecnici caratteristici assunti per la caratterizzazione della formazione Rma sono riassunti nella seguente tabella (valori cautelativi):

Rma	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	23
Angolo di attrito ϕ' (°)	30
Coesione drenata c' (kPa)	50
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	35
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (kN/m³)	30000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	15000

Sondaggio	Campione	Tipo di campione	Profondità iniziale	Profondità finale	Profondità falda in foro	γ_{nat}	Compressione semplice				Prove Chimiche
							σ_c	ν	E sec	E tg	Contenuto di carbonati - CaCO ₃
			(m da p.c.)	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(kN/m ³)	(kPa)	(-)	(MPa)	(MPa)	(%)
SD 10	CR 4	roccia	16.5	16.8		24.49	65570	0.38	70810	63750	
SD 10	CR 5	roccia	20.4	20.6		23.84					
SA 3	CR 1	roccia	4.6	5.0	7.5	24.50	78440	0.3300	62290	115140	
SA 3	CR 3	roccia	10.1	10.5	7.5	23.30					
SD 14 bis	CR 5	roccia	13.8	14.0		23.40	42000	0.26	47370	56720	
SD 16	CR 3	roccia	15.0	15.6		23.01	49500				
SD 32	CR 4	roccia	19.1	19.4							
SD 32	CR 6	roccia	23.1	23.5	0.9						19.1
SD 32	CR 8	roccia	25.1	25.5	0.9	22.90					
SD 32 bis	CR 3	roccia	18.2	18.6	4.8	22.40					
SD 32 bis	CR 5	roccia	24.3	24.7	4.8	22.20					
SD 33	CL 2	roccia	10.5	10.8	0.9	23.00					
SD 33	CL 4	roccia	15.5	15.8	0.9						
SD 34	CR 10	roccia	27.4	27.8	1.3	23.30	22140		8270	33830	
SD 34	CR 12	roccia	31.0	31.5	1.3	26.20	17960	0.41	68780	120180	
SD 35 bis	CL 1	roccia	12.7	13.0	9.8	23.50	2650		6670	6600	
SD 35 bis	CL 4	roccia	18.0	18.3	9.8	25.20	15060		12190	13510	
SD 35 bis	CL 6	roccia	24.1	24.3	9.8						
SD 36	CL 1	roccia	7.5	8.0	11.6	25.00	46040	0.33	20290	16800	
SD 36	CL 3	roccia	19.0	19.3	11.6	24.70	49590	0.36	24510	20550	
SD 38	CL 1	roccia	19.5	19.9	0.9						
SD 39	CL 1	roccia	13.2	13.4	1.2	21.30					
SD 39	CL 3	roccia	18.8	19.3	1.2	21.00					
SD 40	CL 1	roccia	9.3	9.5	0.2	26.00	65250	0.22	50530	47540	
SD 40	CL 3	roccia	25.8	26.2	0.2						
SD 40	CL 4	roccia	28.3	28.8	0.2	22.30					
SD 41	CL 1	roccia	18.0	18.3	1.2	22.50					
SD 41	CL 3	roccia	23.4	23.7	1.2	22.00					
SD 41	CL 5	roccia	29.9	30.3	1.2	24.60					

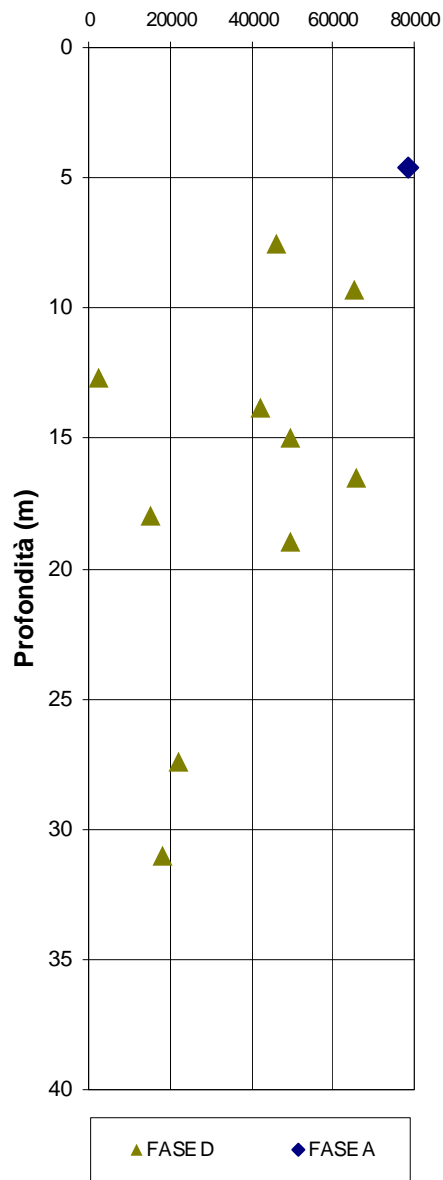
T 16.sintesi dei risultati delle prove di laboratorio - Rma

Rma
Peso di volume naturale



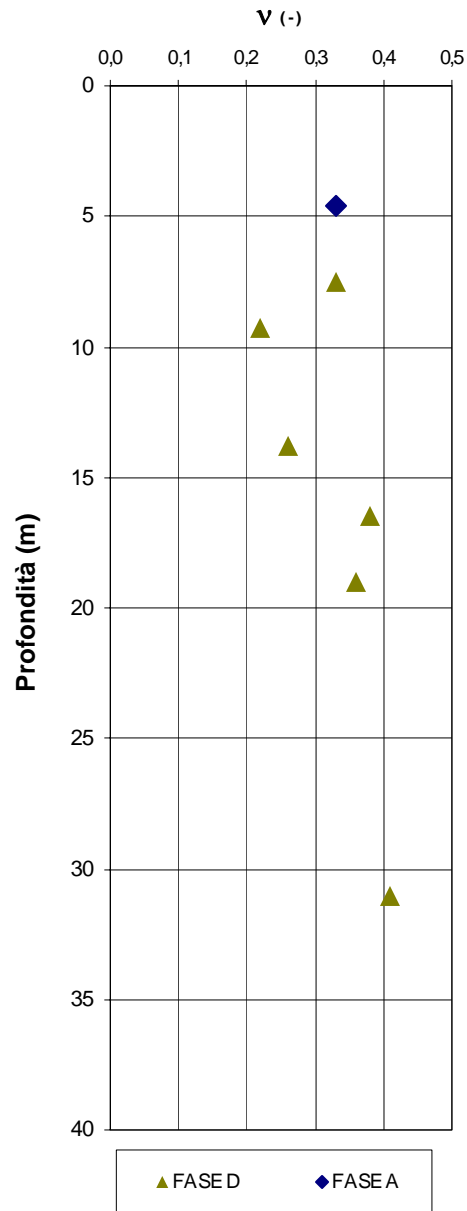
F 89. Peso di volume naturale – Rma

Rma
Compressione semplice
 σ_c (KPa)



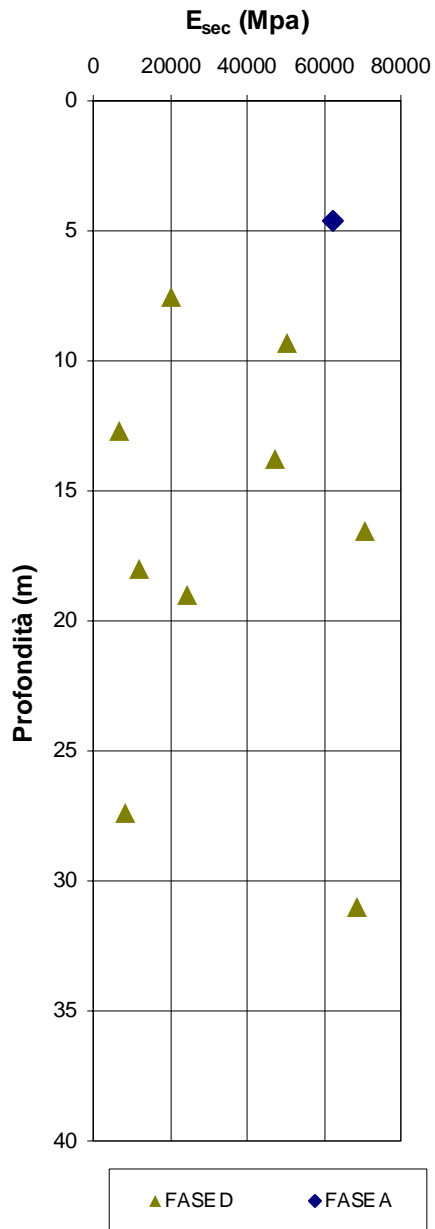
F 90. σ_c da prove di compressione ELL – Rma

Rma
Compressione semplice



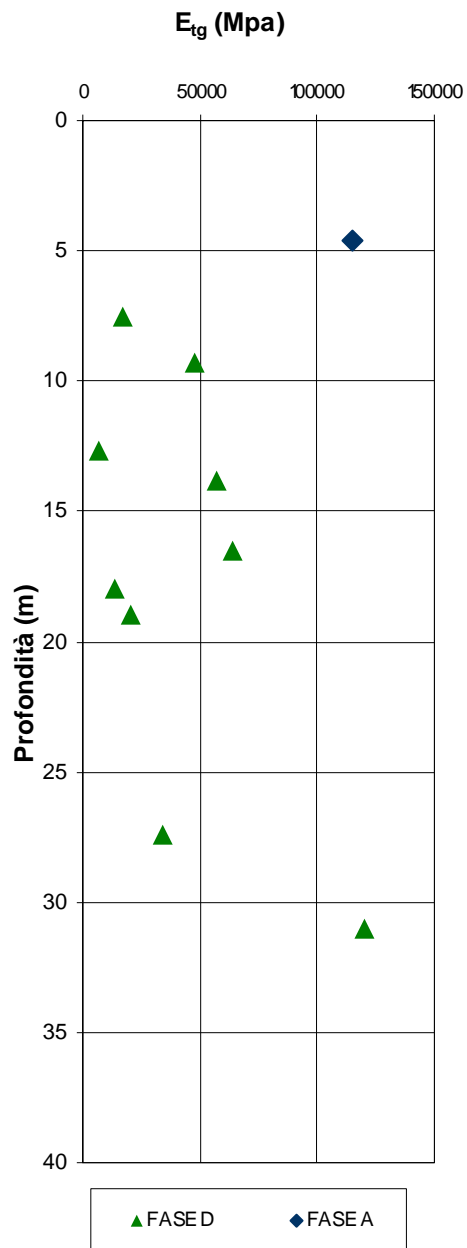
F 91. Coefficiente di Poisson ν da prove di compressione ELL – Rma

Rma
Compressione semplice



F 92. E_{sec} da prove di compressione ELL – Rma

Rma
Compressione semplice



F 93. E_{tang} da prove di compressione ELL – Rma

9. SINTESI DELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Da quanto precedentemente esposto, per i terreni interessati dalle opere in progetto possono indicarsi i seguenti range di variazione dei principali parametri geotecnici caratteristici:

Tal	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	18
Coesione non drenata c_u (kPa)	60 ÷ 100
Angolo di attrito ϕ' (°)	20 ÷ 24
Coesione drenata c' (kPa)	10 ÷ 30
Modulo edometrico E_{ed} (MPa)	5 ÷ 10
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	10 ÷ 20
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (kN/m³)	10000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	5000

Tsl	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	18
Coesione non drenata c_u (kPa)	200
Angolo di attrito ϕ' (°)	22 ÷ 26
Coesione drenata c' (kPa)	15 ÷ 20
Modulo edometrico E_{ed} (MPa)	10
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	15 ÷ 30
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (kN/m³)	15000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	7500

Ttf	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	16
Coesione non drenata c_u (kPa)	150
Angolo di attrito φ' (°)	20 ÷ 22
Coesione drenata c' (kPa)	25 ÷ 40
Modulo edometrico E_{ed} (MPa)	4
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	20 ÷ 30
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (kN/m³)	20000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	10000

Tss	
Peso di volume naturale γ_n (kN/m³)	18 ÷ 19
Coesione non drenata c_u (kPa)	50 ÷ 250
Angolo di attrito φ' (°)	35
Coesione drenata c' (kPa)	0 ÷ 10
Modulo edometrico E_{ed} (MPa)	7
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	15 ÷ 25
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (kN/m³)	15000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	7500

Tas	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	20 ÷ 21
Resistenza al taglio non drenata c_u (kPa)	200 ÷ 350
Angolo di attrito ϕ' (°)	20 ÷ 22
Coesione drenata c' (kPa)	30 ÷ 60
Modulo edometrico E_{ed} (MPa)	20
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	30 ÷ 40
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (kN/m³)	40000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	20000

Rma	
Peso di volume naturale γ (kN/m³)	23
Angolo di attrito ϕ' (°)	30
Coesione drenata c' (kPa)	50
Modulo elastico operativo E_{op} (MPa)	35
Coefficiente di reazione verticale $K_{Winkler\ vert}$ (kN/m³)	30000
Coefficiente di reazione orizzontale $K_{Winkler\ orizz}$ (kN/m³)	15000