

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA**  
**U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**ITINERARIO NAPOLI-BARI.**  
**RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO.**  
**II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO.**  
**1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.**

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DI LINEA DELLE OPERE ALL'APERTO -  
SUB LOTTO 1

SCALA:

-

COMMESSA    LOTTO    FASE    ENTE    TIPO DOC.    OPERA/DISCIPLINA    PROGR.    REV.

IF0H    12    D    11    RB    GE0001    001    A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE	S.Gasperoni	06/2017	L. Utzeri	06/2017	F.Cerrone	06/2017	F.A. Quini	06/2017

ITALFERR S.p.A.  
Direzione Tecnica  
Infrastrutture Centro  
Dot. Ing. Fabrizio Arduggi  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma  
n. 16302 del 1/1/17

File: IF0H12D11RBGE0001001A.doc

n. Elab.: 1L 021

## INDICE

1.	PREMESSA .....	6
2.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	8
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	8
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	8
3.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, MORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO .....	11
3.1	LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA .....	11
3.2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....	11
3.2.1	<i>Assetto litostratigrafico</i> .....	11
3.2.2	<i>Assetto strutturale</i> .....	19
3.3	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO .....	19
3.4	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO .....	21
4.	INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE .....	22
4.1	CAMPAGNA GEOGNOSTICA DEL 1985 .....	23
4.2	CAMPAGNA GEOGNOSTICA DEL 2007 .....	24
4.2.1	<i>Misure piezometriche</i> .....	24
4.2.2	<i>Prove di permeabilità</i> .....	25
4.2.3	<i>Prove di laboratorio</i> .....	25
4.3	CAMPAGNA GEOGNOSTICA DEL 2008-2009 .....	27
4.3.1	<i>Misure piezometriche</i> .....	28
4.3.2	<i>Prove di permeabilità</i> .....	28
4.3.3	<i>Prove di laboratorio</i> .....	28
4.4	CAMPAGNA GEOGNOSTICA DEL 2015 .....	31
4.4.1	<i>Misure piezometriche</i> .....	32
4.4.2	<i>Prove di permeabilità</i> .....	32

4.4.3	Indagini sismiche.....	32
4.4.4	Prove di laboratorio.....	33
4.5	CAMPAGNA GEOGNOSTICA DEL 2017.....	34
4.5.1	Misure piezometriche.....	35
4.5.2	Prove di permeabilità.....	35
4.5.3	Indagini sismiche.....	36
4.5.4	Prove di laboratorio.....	37
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	41
5.1	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INTERCETTATE.....	41
5.2	CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE.....	45
5.2.1	Depositi incoerenti.....	45
5.2.2	Depositi coesivi.....	51
5.3	TERRENO DI RIPORTO – UNITÀ R.....	55
5.4	COLTRI ELUVIO-COLLUVIALI – UNITÀ B2.....	56
5.5	DEPOSITI ALLUVIONALI ATTUALI E RECENTI – UNITÀ BA1 (GHIAIA SABBIOSE).....	57
5.6	DEPOSITI ALLUVIONALI ATTUALI E RECENTI – UNITÀ BA2 (SABBIA, SABBIA LIMOSA).....	58
5.7	DEPOSITI ALLUVIONALI ATTUALI E RECENTI – UNITÀ BA3 (ARGILLA LIMOSA).....	59
5.8	DEPOSITI ALLUVIONALI ANTICHI – UNITÀ BC1 (GHIAIA SABBIOSA).....	61
5.9	DEPOSITI ALLUVIONALI ANTICHI – UNITÀ BC2 (SABBIA, SABBIA LIMOSA).....	62
5.10	DEPOSITI ALLUVIONALI ANTICHI – UNITÀ BC3 (ARGILLA LIMOSA).....	63
5.11	DEPOSITI ALLUVIONALI ANTICHI – UNITÀ BC4 (TRAVERTINO LITOIDE).....	64
5.12	DEPOSITI ALLUVIONALI TERRAZZATI – UNITÀ BN1 (GHIAIA SABBIOSE).....	65
5.13	DEPOSITI ALLUVIONALI TERRAZZATI – UNITÀ BN2 (SABBIA, SABBIA LIMOSA).....	66
5.14	TUFO GRIGIO CAMPANO – UNITÀ TGC1 (TUFO LAPIDEO).....	67
5.15	TUFO GRIGIO CAMPANO – UNITÀ TGC2 (CENERE SABBIOSA, SABBIOSO-LIMOSA).....	67
5.16	TUFO GRIGIO CAMPANO – UNITÀ TGC3 (ARGILLA LIMOSA).....	69

5.17	UNITÀ DI MADDALONI – UNITÀ MDL1 (GHIAIA SABBIOSA) .....	70
5.18	UNITÀ DI MADDALONI – UNITÀ MDL2 (SABBIA, SABBIA LIMOSA) .....	71
5.19	UNITÀ DI MADDALONI – UNITÀ MDL3 (ARGILLA LIMOSA) .....	73
5.20	UNITÀ DI MADDALONI – UNITÀ MDL4 (TRAVERTINO).....	74
5.21	SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO .....	159
5.22	FALDA.....	165
6.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	172
6.1	RISPOSTA SISMICA .....	172
6.1.1	<i>Categoria di sottosuolo</i> .....	173
6.1.2	<i>Azioni sismiche di progetto</i> .....	175
6.1.3	<i>Magnitudo</i> .....	182
6.2	LIQUEFAZIONE .....	183
6.2.1	<i>Generale</i> .....	183
6.2.2	<i>Metodologie di analisi</i> .....	186
6.2.3	<i>Analisi basate su prove SPT</i> .....	188
6.2.4	<i>Analisi basate sulle onde di taglio VS</i> .....	190
6.2.5	<i>Risultati analisi liquefazione</i> .....	191
7.	OPERE D'ARTE MAGGIORI.....	196
7.1	VIADOTTO VI01.....	196
7.2	VIADOTTO VI02.....	205
7.3	VIADOTTO VI03.....	213
7.4	VIADOTTO VI04.....	223
7.5	VIADOTTO VI05.....	231
7.6	VIADOTTO VI06.....	244
7.7	VIADOTTO VI07.....	252
7.8	CAVALCAFERROVIA IV01 .....	261

7.9	GALLERIA ARTIFICIALE TELESE .....	270
8.	METODOLOGIE DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE PALI.....	285
8.1	ANALISI AGLI STATI LIMITE.....	285
8.2	METODOLOGIA DI CALCOLO .....	286
8.2.1	<i>Determinazione della resistenza di progetto a trazione .....</i>	<i>291</i>
8.3	CARICO LIMITE VERTICALE DI UNA PALIFICATA .....	291
9.	VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI .....	292
9.1	VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE - BROMS .....	292
9.1.1	<i>Verifica a carico limite orizzontale in terreni potenzialmente liquefacibili .....</i>	<i>294</i>
10.	FONDAZIONI DIRETTE .....	295
10.1	ANALISI AGLI STATI LIMITE.....	295
10.2	METODOLOGIA DI CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE .....	296
10.2.1	<i>Metodologia di analisi dei cedimenti .....</i>	<i>300</i>
10.3	DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO ALLA WINKLER PER ANALISI STRUTTURALI.....	303
11.	PIANO DI POSA .....	305
12.	RIUTILIZZO DEI TERRENI DA SCAVO .....	307

## 1. **PREMESSA**

Nel presente documento si riporta la caratterizzazione geotecnica relativa al Progetto Definitivo del raddoppio della tratta ferroviaria Canello-Benevento Il Lotto Funzionale Frasso Telesino - Vitulano, sub lotto 1 dal km 16+500 al km 27+700.

Il tracciato del II Lotto Funzionale Frasso Telesino – Vitulano è stato suddiviso in tre sub-lotti e la caratterizzazione geotecnica generale di linea è stata distinta in questi tre sub-lotti:

- 1° sub lotto (Frasso - Teleso): dal km 16+500 al km 27+700;
- 2° sub lotto (Teleso – San Lorenzo): dal km 27+700 al km 39+050;
- 3° sub lotto (San Lorenzo - Vitulano): dal km 39+050 al km 46+372 circa (imbocco GN Mascambroni).

In particolare nella presente relazione sono affrontati i seguenti aspetti:

- breve inquadramento geologico, morfologico e idrogeologico;
- descrizione delle indagini geotecniche eseguite in sito ed in laboratorio;
- rilievo del livello di falda;
- descrizione dei criteri in base ai quali sono stati interpretati i risultati delle indagini geotecniche effettuate;
- interpretazione dei risultati delle indagini geotecniche e definizione dei parametri geotecnici, in termini di proprietà fisiche e meccaniche (resistenza al taglio e deformabilità), per le unità geotecniche intercettate;
- classificazione sismica del sito;
- caratterizzazione geotecnica in corrispondenza delle opere d'arte principali: stratigrafia, definizione dei parametri geotecnici di progetto, individuazione livello di falda, categoria di sottosuolo;
- metodologie di calcolo generali per la valutazione della capacità portante dei pali;
- metodologie di calcolo per la verifica dei pali alle azioni orizzontali;

- metodologie di calcolo generali per il dimensionamento delle fondazioni dirette e stima dei loro cedimenti;
- piani di posa rilevati, trincee.

Per quanto riguarda l'analisi dei cedimenti dei rilevati ferroviari e loro decorso nel tempo e la verifica di stabilità delle scarpate (rilevati e trincee ferroviari), si rimanda agli appositi documenti.

## 2. **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

### 2.1 **Normativa di riferimento**

- [N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08 (NTC-2008).
- [N.2]. Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- [N.3]. RFI DTC SI CS MA IFS 001 A del 30-12-16 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- [N.4]. RFI DTC SI SP IFS 001 A del 30-12-16 – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.

### 2.2 **Documenti di riferimento**

- [D.1]. Stratigrafie dei sondaggi – Campagna di indagini del 1985.
- [D.2]. IF33 00 R69 SG GE0000 001 A – Raddoppio linea Napoli-Bari – Tratta Telese-Benevento. Progetto Preliminare. Rapporto Tecnico – Campagna di indagini del 2007.
- [D.3]. Raddoppio linea Napoli-Bari – Tratta Telese-Benevento. Progetto Preliminare. Foto della tratta – Campagna di indagini del 2007.
- [D.4]. Raddoppio linea Napoli-Bari – Tratta Telese-Benevento. Progetto Preliminare. Prove di laboratorio – Campagna di indagini del 2007 (Edilsigma).
- [D.5]. Raddoppio linea Napoli-Bari – Tratta Telese-Benevento. Progetto Preliminare. Stratigrafie e prove in sito – Campagna di indagini del 2007 (Imprefond).
- [D.6]. IF33 02 R69 RG GE0001 001 B – Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Preliminare. Relazione geologica e idrogeologica.
- [D.7]. IF33 02 R69 PR GE0005 001 A – Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Preliminare. Certificati prove di laboratorio – Campagna di indagini del 2008-2009.
- [D.8]. IF33 02 R69 SG GE0005 001 A – Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Preliminare. Stratigrafie, prove in sito, rilievo geomeccanico e documentazione fotografica – Campagna di indagini del 2008-2009.

- [D.9]. IF33 02 R69 G4 GE0001 001-3 B – Raddoppio della tratta Cancello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Preliminare. Carta e profilo geologico-geomorfologico a scala 1:10000.
- [D.10]. IF33 02 R69 G4 GE0002 001-3 B – Raddoppio della tratta Cancello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Preliminare. Carta e profilo idrogeologico a scala 1:10000.
- [D.11]. IF0H 02 D69 RG GE0001 001 A – Raddoppio della tratta Cancello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Relazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica.
- [D.12]. IF0H 02 D69 SG GE0005 001 A – Raddoppio della tratta Cancello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Sondaggi, stratigrafie e prove in foro - Campagna indagini del 2015.
- [D.13]. IF0H 02 D69 SG GE0005 001 A – Raddoppio della tratta Cancello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Sondaggi, stratigrafie e prove in foro - Campagna indagini del 2015.
- [D.14]. IF0H 02 D69 IG GE0005 002 A – Raddoppio della tratta Cancello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Prospezioni sismiche: Acquisizione M.A.S.W.
- [D.15]. IF0H 02 D69 IG GE0005 003 A – Raddoppio della tratta Cancello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Prospezioni sismiche: prove Down-Hole.
- [D.16]. IF0H 02 D69 N5 GE0001 001-7 A – Raddoppio della tratta Cancello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Carta geologica e profilo geologico a scala 1:5000/500.
- [D.17]. IF0H 02 D69 N5 GE0003 001-4 A – Raddoppio della tratta Cancello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Carta geomorfologica a scala 1:5000.
- [D.18]. Raddoppio della tratta Cancello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Profilo geologico.

- [D.19]. IF0H 02 D69 RG GE0001 001 0 – Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Relazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica.
- [D.20]. Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Certificati stratigrafici e prove in sito sondaggi campagna geognostica 2017.
- [D.21]. Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Certificati prove di laboratorio campagna geognostica 2017.
- [D.22]. Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Indagini sismiche – Rapporto tecnico campagna geognostica 2017.
- [D.23]. IF0H 02 D11 F6 GE0001 001A ÷ IF0H 02 D11 F6 GE0001 017A – Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Profilo geotecnico di linea (17 tavole formato A0).
- [D.24]. IF0H 02 D11 RB GE0001 002A – Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Relazione geotecnica generale delle opere di linea all'aperto – sub lotto 2.
- [D.25]. IF0H 02 D11 RB GE0001 003A – Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Relazione geotecnica generale delle opere di linea all'aperto – sub lotto 3.
- [D.26]. IF0H 02 D11 RO GE0001 001A - Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Relazione tecnico-descrittiva – Criteri di dimensionamento e verifica fondazioni superficiali e profonde – sub lotto 1.
- [D.27]. IF0H 02 D11 RO GE0001 002A - Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Relazione tecnico-descrittiva – Criteri di dimensionamento e verifica fondazioni superficiali e profonde – sub lotto 2.
- [D.28]. IF0H 02 D11 RO GE0001 003A - Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Relazione tecnico-descrittiva – Criteri di dimensionamento e verifica fondazioni superficiali e profonde – sub lotto 3.

### 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, MORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

#### 3.1 Localizzazione geografica

L'area di studio si colloca nella porzione nord-occidentale della regione Campania, in corrispondenza del tracciato del collegamento ferroviario tra Napoli e Bari. In particolare, la tratta Frasso Telesino - Vitulano si sviluppa per circa 30.6 km sulla linea Caserta - Foggia. Il tracciato di progetto interessa, pertanto, il territorio dei comuni di Amorosi, Benevento, Castelvenere, Dugenta, Guardia Sinframondi, Melizzano, Ponte, San Lorenzo Maggiore, Solopaca, Telese e Torrecuso, in provincia di Benevento (BN).

Il tracciato progettuale impegna, quindi, settori di territorio posti a quote comprese tra 33 m s.l.m. e 180 m s.l.m. circa mentre le quote progettuali variano da 42 m s.l.m. a 108 m s.l.m.. Dal punto di vista morfologico, il settore meridionale dell'area di studio si caratterizza per la presenza di ampi settori pianeggianti o sub-pianeggianti riconducibili alla piana alluvionale del Fiume Volturno che in questo tratto separa i rilievi del Taburno-Camposauro, ad est, da quelli di Monte Maggiore, ad ovest, mentre i settori nord-orientali sono contraddistinti dalla valle del Fiume Calore che, con i suoi depositi alluvionali, separa i rilievi del Taburno-Camposauro, a sud, da quelli del Matese, a nord.

I principali corsi d'acqua sono rappresentati dal Fiume Volturno e dal Fiume Calore; quest'ultimo interseca il tracciato progettuale in tre punti ed è affluente, in sinistra idrografica del Volturno. Gli altri corsi d'acqua più importanti che intersecano il tracciato ferroviario sono costituiti, procedendo da ovest verso est, dal T. Maltempo, dal T. Truoro, dal T. Ratello, dal T. Ianare e dal T. Reventa.

#### 3.2 Inquadramento geologico

##### 3.2.1 Assetto litostratigrafico

Le analisi effettuate ed i rilievi di campo condotti hanno permesso di distinguere e cartografare differenti unità geologiche, relative sia a sequenze marine di substrato che a successioni clastiche di copertura

Nei settori di stretto interesse progettuale, quindi, sono state individuate e perimetrare undici unità geologiche, di seguito descritte dal basso verso l'alto stratigrafico.

Unità del Fortore

Questa unità stratigrafico-strutturale è formata da due sequenze marine infra-cenozoiche affioranti nella porzione centrale dell'area di intervento, a SE del centro abitato di Telese, e nella porzione più orientale dell'area di studio, lungo i versanti che bordano il Fiume Calore.

#### Argille Varicolori Superiori

La presente unità si rinviene nei settori centrali e occidentali della zona di studio, in corrispondenza della stazione di Solopaca e lungo l'alto corso del Fiume Calore, a SE del centro abitato di Ponte. Si tratta di depositi marini di bacino profondo con locali torbiditi carbonatiche, costituiti da tre differenti litofacies a dominante argilloso-marnosa, calcareo-marnosa e calcareo-dolomitica.

La litofacies calcareo-dolomitica è costituita da calcari cristallini biancastri, da massivi a ben stratificati, con frequenti intercalazioni di calcareniti bioclastiche, calcari dolomitici grigio-violacei (**ALVc**), brecciole calcaree a macroforaminiferi e conglomerati poligenici a matrice marnosa e limoso-argillosa di colore verdastro.

La litofacies prevalentemente calcareo-marnosa, invece, è formata da argille, argille limose e argille marnose di colore grigio, azzurro, rosso-violaceo e grigio-verdastro (**ALVb**), caotiche o a struttura scagliosa, in alternanza con calcari micritici chiari, calcari-dolomitici grigio-violacei e calcari marnosi siliciferi, in strati da sottili a spessi; a luoghi si rinvencono intercalazioni sabbioso-limose marroni e grigiastre, passaggi marnosi grigio-verdastri e livelli di arenarie arcosico-litiche grigie, in strati da sottili a medi; localmente sono presenti fasce cataclastiche o milonitiche, costituite da brecce calcaree eterometriche in abbondante matrice sabbioso-limosa e argilloso-sabbiosa grigia e rossastra.

Infine, la litofacies a dominante pelitica è costituita da argille, argille limose e argille marnose di colore grigio, azzurro, rosso-violaceo e grigio-verdastro (**ALVa**), caotiche o a struttura scagliosa, con sottili intercalazioni sabbioso-limose grigiastre, diffusi passaggi marnosi grigio-verdastri e frequenti ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate; a luoghi si rinvencono livelli di calcari micritici chiari, calcari-dolomitici grigio-violacei, calcari marnosi siliciferi e arenarie arcosico-litiche grigie, in strati da sottili a medi.

#### Formazione di San Giorgio

Tale unità si rinviene unicamente nel settore Sud-orientale dell'area di studio, ad Est del centro abitato di Torrecuso. Si tratta di depositi marini di bacino e conoide sottomarina, costituiti da due differenti litofacies a dominante argilloso-marnosa e arenaceo-marnosa.

La litofacies prevalentemente arenaceo-marnosa è costituita da arenarie quarzoso-feldspatiche di colore grigio e giallastro (**SGIb**), in strati da spessi a molto spessi, talora laminati, in alternanza con argille limose e argille marnose di colore grigio, nocciola e verdastro, in strati da sottili a medi; si rinvencono frequenti intercalazioni di sabbie e sabbie limose di colore giallastro, in strati da molto sottili a medi, e rari livelli di calcari e calcari marnosi di colore grigio, in strati da molto sottili a sottili; a luoghi sono presenti passaggi di arenarie quarzoso-litiche di colore grigio, in strati da medi a spessi, e lenti di conglomerati poligenici a matrice sabbioso-limosa di colore marrone.

La litofacies a dominante argilloso-marnosa, invece, è formata da argille, argille limose e argille marnose di colore grigio, nocciola e verdastro (**SGIa**), in strati da sottili a medi, con frequenti intercalazioni di sabbie e sabbie limose di colore giallastro, in strati da molto sottili a sottili; a luoghi si rinvencono livelli di arenarie quarzoso-feldspatiche di colore grigio e giallastro, in strati da medi a spessi, talora laminati, e rari livelli di calcari e calcari marnosi di colore grigio, in strati da molto sottili a sottili.

#### Unità sin-orogene

I presenti terreni sono rappresentati da un'unica successione marina tardo-cenozoica, localmente affiorante nel settore centrale e Sud-occidentale dell'area di intervento.

#### Arenarie di Caiazzo

La presente formazione affiora nel settore centrale e Sud-occidentale dell'area di studio, rispettivamente lungo la dorsale di Bosco Caldaia e presso Masseria Acquafredda e località Puparuolo. Si tratta di depositi marini di base scarpata con sporadiche intercalazioni olistostromiche, costituiti da una singola litofacies a dominante arenaceo-marnosa.

Tale successione è formata da arenarie quarzoso-feldspatiche e quarzoso-litiche di colore grigio e marrone chiaro (**AIZ**).

#### Depositi vulcanoclastici

I litotipi in questione sono costituiti da due unità vulcanoclastiche quaternarie ampiamente affioranti in tutta l'area di intervento e, in particolare, in corrispondenza del fondovalle del Fiume Calore e del Fiume Volturno.

#### Unità di Maddaloni

L'unità in esame affiora in lembi di ridotta estensione esclusivamente a SW di Telese, in località Pera Tonda, mentre si rinviene diffusamente in tutto il settore di intervento al di sotto delle coperture alluvionali e dei depositi vulcanici del Tufo Grigio Campano. Si tratta di depositi lacustri con frequenti intercalazioni fluviali e vulcanoclastiche, costituiti da quattro differenti litofacies a dominante ghiaioso-sabbiosa, sabbioso-limosa, limoso-argillosa e travertinoso-sabbiosa.

La litofacies travertinoso-sabbiosa è formata da travertini litoidi di colore nocciola, avana e giallastro (**MDL4**), vacuolari e debolmente stratificati, con abbondanti resti vegetali, locali gusci di molluschi, diffusi inclusi piroclastici e frequenti intercalazioni di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio e avana.

La litofacies pelitica è costituita da argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore grigio, nocciola e grigio-azzurro (**MDL3**), a struttura indistinta o debolmente laminata, con diffusi inclusi piroclastici e locali ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate; a luoghi si rinvencono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, nocciola e brunastro, a struttura indistinta o debolmente laminata, con diffusi inclusi piroclastici e locali ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate.

La litofacies sabbioso-limosa, invece, è formata da sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio-verdastro, nocciola e giallastro (**MDL2**), a struttura indistinta o debolmente laminata, con diffusi inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate; talora sono presenti passaggi di ceneri a granulometria sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta, con diffuse pomice e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche; a luoghi si rinvencono sottili livelli torbosi di colore nerastro e intercalazioni di limi argillosi grigi e marroni.

Infine, la litofacies ghiaioso-sabbiosa è composta da ghiaie poligeniche ed eterometriche (**MDL1**), da sub-angolose ad arrotondate, in matrice sabbiosa, sabbioso-limosa e sabbioso-argillosa di colore grigio, nocciola e giallastro, da scarsa ad abbondante; a luoghi si rinvencono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, nocciola e grigio-verdastro, a struttura indistinta, con diffusi inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.

#### Tufo Grigio Campano

La presente unità affiora diffusamente nel settore Sud-occidentale dell'area di studio e, in particolare, ai margini delle piane alluvionali del Fiume Calore e del Fiume Volturno. Si tratta di depositi vulcanici di colata ignimbratica, costituiti da tre differenti litofacies a dominante tufacea, cineritica e limoso-argillosa.

La litofacies pelitica è costituita da argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore grigio, nocciola e brunastro (**TGC3**), a struttura indistinta, con diffuse pomici e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche e locali ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate, derivanti dall'alterazione e/o l'argillificazione dei depositi vulcanoclastici.

La litofacies cineritica è composta prevalentemente da ceneri a granulometria sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, nocciola e giallastro (**TGC2**), a struttura indistinta, con diffuse pomici e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche e rare ghiaie poligeniche da angolose a sub-angolose; nella parte bassa della successione è localmente presente un livello di pomici grossolane di colore biancorosato, angolose e a struttura indistinta.

La litofacies litoide, infine, è formata da tufi lapidei di colore grigio, grigio-violaceo e grigio-nocciola (**TGC1**), a struttura massiva, con diffuse pomici e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche e subordinati cristalli e litici lavici; verso l'alto passano a tufi lapidei di colore giallastro e nocciola-giallastro, a struttura massiva, con diffuse pomici e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche.

#### Depositi continentali

Questi terreni sono rappresentati da sei unità continentali quaternarie, ampiamente affioranti in tutto il settore di studio alla base dei rilievi montuosi o in corrispondenza dei principali corsi d'acqua dell'area. In generale, tali depositi sono formati da sedimenti di genesi prevalentemente alluvionale, gravitativa e detritico-colluviale, e poggiano in discordanza stratigrafica su tutte le unità geologiche più antiche.

#### Depositi alluvionali terrazzati

Tale unità si rinviene diffusamente nel settore centrale dell'area di studio e, secondariamente, lungo l'alto corso del Fiume Calore e a valle della confluenza col Fiume Volturno. Si tratta di depositi continentali di canale fluviale, argine e conoide alluvionale, costituiti da tre differenti litofacies a dominante ghiaioso-sabbiosa, sabbioso-limosa e limoso-argillosa.

La litofacies prevalentemente pelitica è costituita da argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore grigio-azzurro, marrone e verdastro (**bn3**).

La litofacies prevalentemente sabbioso-limosa, invece, è formata da sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e giallastro (**bn2**), a struttura indistinta o debolmente laminata, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate; a luoghi si rinvengono passaggi di limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore grigio e marrone, a struttura indistinta, con sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.

Infine, la litofacies più grossolana è costituita da ghiaie poligeniche ed eterometriche (**bn1**), da sub-angolose ad arrotondate, con locali ciottoli da sub-arrotondati ad arrotondati, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, nocciola e giallastro, da scarsa ad abbondante, sciolta o moderatamente cementata.

#### Depositi alluvionali antichi

Tali depositi affiorano diffusamente in tutta l'area di studio, in particolare lungo i margini della piana alluvionale del Fiume Calore, tra il centro abitato di Ponte e la stazione di Amorosi. Si tratta di depositi continentali canale fluviale, argine, conoide alluvionale e piana inondabile, costituiti da quattro differenti litofacies a dominante ghiaioso-sabbiosa, sabbioso-limosa, limoso-argillosa e travertinoso-sabbiosa.

La litofacies travertinoso-sabbiosa è formata da travertini litoidi di colore avana e giallastro (**bc4**), vacuolari e debolmente stratificati, con abbondanti resti vegetali, locali gusci di molluschi, sporadici inclusi piroclastici e frequenti intercalazioni di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore nocciola e giallastro.

La litofacies limoso-argillosa, invece, è costituita da argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore marrone, nocciola e bruno-rossastro (**bc3**), a struttura indistinta o debolmente laminata, con sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate; a luoghi si rinvengono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.

La litofacies sabbioso-limosa è formata da sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e nocciola (**bc2**), a struttura indistinta o debolmente laminata, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate; a luoghi si rinvengono passaggi di limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore bruno-rossastro, a struttura indistinta, con sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.

La litofacies ghiaioso-sabbiosa, infine, è costituita da ghiaie poligeniche ed eterometriche (**bc1**), da sub-angolose a sub-arrotondate, in matrice sabbiosa, sabbioso-limosa e limoso-argillosa di colore grigio, marrone e giallastro, da scarsa ad abbondante; a luoghi si rinvencono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.

#### Depositi di origine mista

I presenti terreni affiorano unicamente alla base dei rilievi che bordano il margine meridionale della piana fluviale del Fiume Calore, in corrispondenza di località Cerzetole. Si tratta di depositi continentali di versante, conoide alluvionale e colata detritica, costituiti da una singola litofacies a dominante ghiaioso-sabbiosa.

Dal punto di vista sedimentologico, si tratta quindi di ghiaie poligeniche ed eterometriche (**i**), da angolose a sub-arrotondate, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore marrone, giallastro e bruno-rossastro, generalmente abbondante; a luoghi si rinvencono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore marrone e giallastro, a struttura indistinta o debolmente stratificata, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate.

#### Depositi alluvionali recenti

Tali depositi affiorano in tutta l'area di interesse lungo le piane alluvionali del Fiume Calore e del Fiume Volturno e, secondariamente, in corrispondenza dei fondovalle dei loro affluenti maggiori. In generale, si tratta di depositi continentali di canale fluviale, argine, conoide alluvionale e piana inondabile, costituiti da tre differenti litofacies a dominante ghiaioso-sabbiosa, sabbioso-limosa e limoso-argillosa.

La litofacies a dominante pelitica è costituita da argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore marrone e bruno-rossastro (**bb3**), a struttura indistinta o debolmente laminata, con sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate; a luoghi si rinvencono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate.

La litofacies sabbioso-limosa, invece, è formata da sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore marrone, verde e giallastro (**bb2**), a struttura indistinta o debolmente laminata, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate; a luoghi si rinvencono

passaggi di limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore bruno-rossastro, a struttura indistinta, con sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate.

La litofacies a dominante ghiaioso-sabbiosa, infine, è costituita da ghiaie poligeniche ed eterometriche (**bb1**), da sub-angolose ad arrotondate, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, marrone e giallastro, da scarsa ad abbondante; a luoghi si rinvencono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate.

#### Depositi alluvionali attuali

I terreni in questione si rinvencono in tutto il settore di studio in corrispondenza delle principali aste fluviali, come quelle del Fiume Calore e del Fiume Volturno. In generale, si tratta di depositi continentali di canale fluviale, argine e conoide alluvionale, costituiti da due differenti litofacies a dominante ghiaioso-sabbiosa e sabbioso-limosa.

La litofacies sabbioso-limosa è costituita da sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e giallastro (**ba2**), a struttura indistinta o debolmente laminata, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate; a luoghi si rinvencono passaggi di ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose ad arrotondate, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio e giallastro, generalmente abbondante.

La litofacies ghiaioso-sabbiosa, al contrario, è formata prevalentemente da ghiaie poligeniche ed eterometriche (**ba1**), da sub-angolose ad arrotondate, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, marrone e giallastro, da scarsa ad abbondante; a luoghi si rinvencono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate.

#### Coltri eluvio-colluviali

Tali terreni si rinvencono diffusamente in tutta l'area di studio, in corrispondenza delle depressioni impluviali o alla base dei rilievi più acclivi ed estesi. Si tratta di depositi continentali di versante e di alterazione del substrato, costituiti da una singola litofacies a dominante limoso-argillosa.

Dal punto di vista litologico, sono formati da argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore marrone, grigio e bruno-rossastro (**b2**), a struttura indistinta, con abbondanti resti vegetali, sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate; a luoghi si rinvencono

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.</p>					
<p><b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1</b></p>	<p>COMMESSA IF0H</p>	<p>LOTTO 12 D 11</p>	<p>CODIFICA RB</p>	<p>DOCUMENTO GE0001 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 19 di 317</p>

passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore marrone, grigio e giallastro, a struttura indistinta, con abbondanti resti vegetali, sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate.

### 3.2.2 *Assetto strutturale*

Dal punto di vista strutturale, l'area di studio è caratterizzata da un assetto piuttosto regolare ed omogeneo, connesso essenzialmente con la tettonica compressiva, trascorrente ed estensionale che ha interessato questo settore della Catena Appenninica a partire dal Miocene. In generale, le principali strutture tettoniche appaiono parzialmente sepolte al di sotto dei depositi quaternari e, pertanto, l'esatta definizione dei rapporti geometrici tra le varie unità geologiche è generalmente complessa e di non facile lettura.

### 3.3 **Inquadramento geomorfologico**

L'area di studio, in relazione alla complessa evoluzione geologica subita, risulta fortemente influenzata dal locale assetto stratigrafico e strutturale, oltre che dai fenomeni di modellamento superficiale che l'hanno interessata durante il Quaternario e dalle importanti variazioni eustatiche succedutesi nel tempo. L'evoluzione morfologica del territorio ed i principali elementi geomorfologici rilevati, pertanto, sono direttamente connessi al deflusso delle acque correnti superficiali ed ai fenomeni gravitativi e/o erosivi agenti lungo i versanti. Ad essi si aggiungono, inoltre, locali elementi di origine strutturale, processi di genesi carsica, depositi di origine vulcanica e forme di genesi antropica.

#### Forme, processi e depositi gravitativi

I fenomeni gravitativi di versante, nell'attuale contesto morfo-climatico, rappresentano un fattore morfoevolutivo di primaria importanza nell'evoluzione dei versanti, in particolare nei settori centrali e orientali dell'area di studio. La loro presenza è limitata, generalmente, alle zone di affioramento depositi alluvionali terrazzati e dei versanti argilloso-marnosi e arenaceo marnosi, che bordano il fondovalle del Fiume Calore.

Nei settori collinari sono presenti, infatti, diversi dissesti riconducibili sia a fenomeni di deformazione viscosa delle coltri (creep e/o soliflusso) che a movimenti franosi. Si tratta generalmente di fenomeni piuttosto superficiali e di scarsa intensità, anche se non mancano elementi gravitativi di particolare estensione ed importanza. Spesso, in corrispondenza delle aree impluviali più estese o lungo solchi di

erosione più importanti, si rinvergono intere porzioni di versante interessate da movimenti gravitativi superficiali, che nel complesso vanno a costituire veri e propri bacini di frana.

Nelle aree di affioramento dei depositi alluvionali terrazzati, inoltre, un importante ruolo è svolto dalla presenza alla base del rilievo della successione fluvio-lacustre di Maddaloni, in facies prevalentemente pelitica. Infatti, nelle zone dove il contatto tra le due unità emerge in superficie si registra un numero di fenomeni franosi decisamente maggiore alle altre aree di affioramento delle alluvioni terrazzate, essenzialmente a causa dello scadimento delle caratteristiche di resistenza meccanica dell'intero versante. Inoltre, la presenza di terreni pelitici ad una quota elevata favorisce la presenza di una falda freatica piuttosto alta, sostenuta dai livelli poco permeabili di base e chiaramente interferente con la dinamica di versante superficiale.

Per quanto riguarda i settori in cui il progetto prevede la realizzazione di opere all'aperto si segnalano stati individuati elementi morfoevolutivi di genesi ed intensità variabile (come si evince dalle carte geomorfologiche).

Nei settori di intervento sono presenti, infatti, solo sporadiche conoidi alluvionali, localizzate lungo i versanti a sud delle colline che bordano verso Nord la piana del Fiume Calore. La ridotta intensità dei fenomeni e i modesti volumi delle masse instabili non determinano livelli di criticità ostativi per le opere in progetto.

A essi si aggiungono dissesti riconducibili sia a fenomeni di deformazione viscosa delle coltri (creep e/o soliflusso) che a movimenti franosi (crolli, scivolamenti, colamenti e frane complesse). Dall'insieme delle informazioni geologiche, in tutte le zone segnalate con corpi di frana, sono associate condizioni quiescenti.

Forme e depositi carsici.

Il cover sinkhole del lago di Teleso si colloca subito a SE del centro abitato di Teleso ed interessa i terreni della litofacies travertinoso dei depositi alluvionali antichi.

Secondo le principali fonti storiche, il sinkhole di Teleso si è formato in occasione dell'evento sismico del settembre 1349. A seguito dello sprofondamento, le scarpate sono state rivestite da terreni impermeabili mentre la cavità è stata riempita dalle acque del T. Grassano a Nord e del F. Calore a Sud. Il sinkhole risulta attualmente quiescente, mentre gli unici indizi di attività geomorfologica sono rappresentati dai

	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1</b>	COMMESSA IF0H	LOTTO 12 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A	FOGLIO 21 di 317

locali sfettamenti delle scarpate intagliate nei termini prevalentemente travertinosi dei depositi alluvionali antichi.

### 3.4 Inquadramento idrogeologico

La porzione centrale della Regione Campania è caratterizzata da una notevole complessità idrogeologica, strettamente connessa alla presenza di differenti successioni sedimentarie e numerose strutture tettoniche. Tali settori presentano quindi un motivo idrogeologico tipico dell'Appennino meridionale, quale la giustapposizione laterale e verticale di unità carbonatiche di elevata permeabilità con successioni sedimentarie a scarsa permeabilità.

Il territorio di studio è caratterizzato da una fortissima eterogeneità e complessità delle caratteristiche idrogeologiche, riconducibile sia al complesso assetto strutturale dell'area che alla grande varietà di termini litologici affioranti. In particolare, i litotipi presenti nei settori di specifico interesse progettuale possono essere raggruppati in quattro differenti unità idrogeologiche:

Acquiferi delle successioni carbonatiche.

Acquiferi delle successioni di bacino e di avanfossa.

Complessi delle successioni vulcaniche.

Complessi delle successioni continentali e marine.

Le falde degli ambienti alluvionali risultano alimentate direttamente sia dalle acque superficiali che si infiltrano nel terreno che dai travasi idrici sotterranei delle strutture idrogeologiche con cui sono a contatto. Il recapito delle falde alluvionali è rappresentato, generalmente, da un limite a potenziale imposto corrispondente ad un corpo idrico superficiale, come fiumi, laghi e mari. Localmente, la tipologia di rapporti tra falde sotterranee e corpi idrici continentali può essere anche di segno opposto, o comunque mutare nel corso dell'anno idrologico in relazione alla variazione relativa dei livelli idrici.

#### 4. INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE

Al fine di caratterizzare i terreni presenti nel lotto in esame si è fatto riferimento alle seguenti campagne di indagine:

- campagna geognostica del 1985 realizzata su una precedente ipotesi di tracciato dalla 4<sup>a</sup> Unità Speciale della Direzione Generale delle Ferrovie dello Stato nell'ambito della progettazione definitiva della Tratta Caserta-Vitulano; per tale campagna si dispone esclusivamente delle stratigrafie dei sondaggi.
- campagna geognostica del 2007 realizzata dalla società IMPREFOND S.r.l. di Trieste e dalla GEOTER di Roma nell'ambito del Progetto Preliminare della tratta Canello-Telese sulla linea Napoli-Bari; tale campagna è consistita in indagini in sito ed in laboratorio.
- campagna geognostica del 2008-2009 realizzata dalla società GEOMERID S.r.l. di Priolo Gargallo (SI) nell'ambito del Progetto Preliminare della tratta Canello-Benevento, 2° lotto funzionale Frasso-Vitulano; tale campagna è consistita in indagini in sito ed in laboratorio.
- campagna geognostica del 2014-2015 realizzata dalla società SONDEDILE S.r.l. di Rieti nell'ambito del Progetto Definitivo della tratta Canello-Benevento, 2° lotto funzionale Frasso-Vitulano; tale campagna è consistita in indagini in sito ed in laboratorio.
- campagna geognostica integrativa del 2017 realizzata dalla società TRIVELSONDA S.r.l. di Squinzano (LE) nell'ambito del Progetto Definitivo della tratta Canello-Benevento, 2° lotto funzionale Frasso-Vitulano; tale campagna è consistita in indagini in sito ed in laboratorio.

Nei seguenti paragrafi vengono descritte nel dettaglio le indagini in sito ed in laboratorio eseguite nelle suddette campagne di indagine, per i dettagli si rimanda ai certificati stratigrafici.

#### 4.1 Campagna geognostica del 1985

Nel 1985 le Ferrovie dello Stato hanno eseguito una campagna di indagini geognostiche per la progettazione definitiva della Tratta Caserta-Vitulano su un tracciato in parte corrispondente a quello oggetto del presente lavoro.

Di tale campagna sono state recuperate le stratigrafie dei sondaggi, utilizzate per la ricostruzione dell'assetto geologico-stratigrafico dell'area in esame. Complessivamente sono stati eseguiti 52 sondaggi, di cui 14 nel sub lotto di riferimento, inoltre durante la perforazione sono state eseguite prove geotecniche in foro di tipo SPT.

Di seguito si riporta l'elenco delle indagini a disposizione per il lotto in oggetto.

*Tab. 1 – Riepilogo dei sondaggi e delle prove eseguite – Campagna geognostica del 1985 – 1° lotto funzionale Frasso-Telese (dal km 16+500 al km 27+700)*

Sondaggio	Prof.(m)	Quota boccaforo m s.l.m.	SPT n.
<b>S14</b>	28.0	43.1	7
<b>S121</b>	30.0	41.8	8
<b>S123</b>	25.0	37.0	7
<b>S17</b>	30.0	37.5	8
<b>S125</b>	31.0	37.4	8
<b>S126</b>	25.0	40.0	5
<b>S127</b>	15.0	39.1	5
<b>S129</b>	53.0	66.1	0
<b>S20</b>	45.0	69.7	0
<b>S21</b>	45.0	73.6	0
<b>STC2</b>	16.5	45.5	2
<b>STC1</b>	15.0	45.1	1
<b>S130</b>	15.0	52.1	4
<b>S131</b>	30.0	54.7	4

Dei sondaggi si ha a disposizione la stratigrafia, le prove SPT e qualche valore di Pocket Penetrometer (PP). Non sono state reperite le prove di laboratorio.

#### 4.2 Campagna geognostica del 2007

Tale campagna, eseguita dalla società IMPREFOND S.r.l. di Trieste e dalla GEOTER di Roma, è consistita complessivamente (nel II lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano) in 5 sondaggi a carotaggio continuo, di cui 2 nel sub lotto di riferimento; ciascun sondaggio è stato anche attrezzato con piezometro.

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono stati effettuati:

- riconoscimento stratigrafico con documentazione fotografica a colori;
- prelievo di campioni indisturbati (CI) e rimaneggiati (CR) per l'esecuzione di prove di laboratorio;
- prove penetrometriche dinamiche Standard Penetration Test (SPT);
- prove di permeabilità Lefranc a carico variabile e a carico costante;
- prove dilatometriche;
- rilievo del livello di falda;
- misure di valori di Pocket Penetrometer (PP) nei livelli coesivi;

Nella tabella seguente si sintetizzano le attività svolte in sito per il lotto in oggetto.

Tab. 2 – Riepilogo dei sondaggi e delle prove eseguite – Campagna geognostica del 2007 – 1° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 16+500 al km 27+700)

Sondaggio	Prof.(m)	Quota boccaforo m s.l.m.	CI n.	CR n.	SPT n.	Prova Lefranc n.	Piezometro TA; CC [m]
<b>PNIF32V02</b>	25.0	38.5	2	2	4	2	TA [3÷15] CC [21]
<b>PNIF32G03</b>	40.0	68.1	3	3	5	2	TA [3÷40]
TA [m]: piezometro a tubo aperto [profondità tratto filtrante] CC [m]: piezometro del tipo a cella di Casagrande [quota cella] CI: campione indisturbato CR: campione rimaneggiato							

##### 4.2.1 Misure piezometriche

Nelle tabelle al paragrafo 5.22 sono mostrate le misure piezometriche eseguite sulle strumentazioni installate nel lotto in esame, espresse in profondità da p.c. ed in quota assoluta (m s.l.m.); per le strumentazioni di questa campagna d'indagine si ha una sola lettura, riportata sul certificato stratigrafico,

eseguita probabilmente ad ultimazione sondaggio. Attualmente le suddette strumentazioni sono distrutte e quindi non è stato possibile proseguire il monitoraggio fino ad oggi.

#### 4.2.2 Prove di permeabilità

I risultati delle prove di permeabilità Lefranc a carico variabile (CV) e a carico costante (CC) per il lotto in oggetto sono elencati in tabella seguente.

Tab. 3 – Risultati prove di permeabilità Lefranc – Campagna geognostica del 2007 – 1° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 16+500 al km 27+700)

Anno	Sondaggio	Tipo prova	Profondità prova [m]	Coefficiente di permeabilità media [m/s]	Unità geotecnica
2007	PNIF32V02	LE_CC	11.80	1.14E-04	ba1
2007	PNIF32V02	LE_CV	21.00	1.58E-09	MDL3
2007	PNIF32G03	LE_CV	12.00	3.02E-09	MDL3
2007	PNIF32G03	LE_CC	20.70	1.38E-05	MDL1

#### 4.2.3 Prove di laboratorio

Sui campioni prelevati dai sondaggi della campagna geognostica in esame sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio (laboratorio: Edilsigma S.r.l. di S. Maria C.V., Caserta):

- determinazione del peso di volume naturale;
- determinazione del contenuto naturale d'acqua;
- analisi granulometriche;
- determinazione dei limiti di Atterberg;
- prove triassiali del tipo consolidata isotropicamente non drenata (CIU);
- classificazione terre secondo CNR 10006.

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE  
OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	RB	GE0001 001	A	26 di 317

Tab. 4 – Tabelle laboratorio– Campagna geognostica del 2007 – 1° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 16+500 al km 27+700)

Sondaggio	-	PNIF32V02	PNIF32V02	PNIF32V02	PNIF32V02	PNIF32G03	PNIF32G03	PNIF32G03	PNIF32G03	PNIF32G03	PNIF32G03
Campione	-	CR1	CR2	CI1	CI2	CR1	CR2	CR3	CI1	CI2	CI3
Tipo	-	rim	rim	ind	ind	rim	rim	rim	ind	ind	ind
Unità	-	ba1	ba1	MDL3	MDL3	TGC2	MDL1	MDL1	MDL3	MDL2	MDL2
Prof.	m	8.00	11.50	16.00	24.30	4.70	14.70	35.00	9.50	24.30	24.70
<b>Granulometria</b>											
G	%	56.1	62.3	2.2	1.2	16.2	59.5	58.0	12.2	0.9	2.0
S	%	36.9	32.4	8.7	22.8	44.2	29.4	23.9	54.7	88.1	64.6
L +A	%	7.0	5.3	89.1	76.0	39.7	11.1	18.1	33.1	11.0	33.5
L	%	0.0	0.0	9.7	68.4	36.5	0.0	0.0	29.2	0.0	30.5
A	%	0.0	0.0	79.4	7.6	3.2	0.0	0.0	3.9	0.0	3.0
<b>Limiti di Atterberg</b>											
W <sub>L</sub>	%			55.7	37.6				29.9		
W <sub>P</sub>	%			42.2	23.0				18.9		
I <sub>c</sub>	-			2.56	1.30				0.58		
I <sub>p</sub>	%			13.5	14.5				10.9		
<b>Caratteristiche fisiche</b>											
γ <sub>N</sub>	kN/m <sup>3</sup>	20.1	18.6	19.4	19.5	16.8	14.6	17.9	18.7	19.4	18.9
w <sub>N</sub>	%	5.5	18.9	21.1	18.7	50.9	5.4	9.5	61.9	16.7	25.6
<b>Resistenza drenata</b>											
(TX-CIU) c	kPa			119.0	57.5						
(TX-CIU) f	°			22.2	28.9						

### 4.3 Campagna geognostica del 2008-2009

Tale campagna, eseguita dalla società GEOMERID S.r.l. di Priolo Gargallo (SI), è consistita complessivamente (nel II lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano) in 8 sondaggi a carotaggio continuo di cui 5 nel sub lotto di riferimento. Tra i sondaggi eseguiti, 6 sono stati attrezzati con piezometro (di cui tutti strumentati con piezometro a tubo aperto e 2 anche con cella di Casagrande) e 2 sondaggi sono stati attrezzati con tubo inclinometrico.

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono stati effettuati:

- riconoscimento stratigrafico con documentazione fotografica a colori e rilievo RQD nei livelli litoidi;
- prelievo di campioni indisturbati (CI), rimaneggiati (CR) e litoidi (CL) per l'esecuzione di prove di laboratorio;
- prove penetrometriche dinamiche Standard Penetration Test (SPT);
- prove di permeabilità Lefranc (a carico variabile e a carico costante) e Lugeon;
- prove pressiometriche;
- rilievo del livello di falda;
- misure di valori di Pocket Penetrometer (PP) nei livelli coesivi.

Nella tabella seguente si sintetizzano le attività svolte in sito per il lotto in oggetto.

Tab. 5 – Riepilogo dei sondaggi e delle prove eseguite – Campagna geognostica del 2008-2009 – 1° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 16+500 al km 27+700)

Sondaggio	Prof.(m)	Quota boccaforo m s.l.m.	CI n.	CR n.	CL n.	SPT n.	Prova Lefranc n.	Prova Lugeon n.	Piezometro TA; CC [m]
PNIF52B10	40.0	63.6	1	2	-	6	2	-	TA [3÷40]
PNIF52B08	40.0	63.0	4	-	3	6	1	1	TA [5÷31] CC [40]
PNIF52B11	40.0	73.4	-	2	-	7	2	-	TA [3÷40]
PNIF52B09	40.0	70.0	2	2	-	9	2	-	TA [3÷15]
PNIF52V12	40.0	45.5	2	2	-	10	1	-	TA [3÷36]

TA [m]: piezometro a tubo aperto [profondità tratto filtrante]  
 CC [m]: piezometro del tipo a cella di Casagrande [quota cella]  
 CI: campione indisturbato  
 CR: campione rimaneggiato  
 CL: campione litoide

#### 4.3.1 Misure piezometriche

Per la campagna del 2008-2009 il monitoraggio delle strumentazioni piezometriche installate nei fori di sondaggio è stato condotto nel periodo compreso tra dicembre 2008 e febbraio 2009. Si sottolinea che le suddette strumentazioni sono attualmente distrutte e quindi non è stato possibile proseguire il monitoraggio fino ad oggi.

Nel paragrafo 5.22 sono indicate le misure piezometriche per il lotto in esame, espresse in profondità da p.c. ed in quota assoluta (m s.l.m.).

#### 4.3.2 Prove di permeabilità

I risultati delle prove di permeabilità Lefranc a carico variabile (CV) e a carico costante (CC) e delle prove Lugeon per il lotto in oggetto sono elencati in tabella seguente.

Tab. 6 – Risultati prove di permeabilità Lefranc e Lugeon – Campagna geognostica del 2008-2009 – 1° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 16+500 al km 27+700)

Anno	Sondaggio	Tipo prova	Profondità prova [m]	Coefficiente di permeabilità media [m/s]	Unità geotecnica
2008/2009	PNIF52B08	LU	9.00	2.02E-05	MDL4
2008/2009	PNIF52B08	LE_CC	20.50	2.40E-05	MDL1
2008/2009	PNIF52B09	LE_CC	6.00	1.20E-05	MDL2
2008/2009	PNIF52B09	LE_CC	16.00	2.90E-05	MDL2
2008/2009	PNIF52V12	LE_CC	10.00	3.20E-04	ba1
2008/2009	PNIF52B10	LE_CC	7.00	1.10E-05	MDL3
2008/2009	PNIF52B10	LE_CC	16.00	3.3E-05	MDL2
2008/2009	PNIF52B11	LE_CC	6.00	6.40E-06	TGC3
2008/2009	PNIF52B11	LE_CV	16.00	2.90E-08	MDL3

#### 4.3.3 Prove di laboratorio

Sui campioni prelevati dai sondaggi della campagna geognostica in esame sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio (laboratorio: Geomerid S.r.l. di Siracusa):

Nei terreni:

- determinazione del peso di volume naturale;
- determinazione del contenuto naturale d'acqua;

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE  
OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	RB	GE0001 001	A	29 di 317

- analisi granulometriche;
- determinazione dei limiti di Atterberg;
- prove triassiali del tipo non consolidata non drenata (UU), consolidata isotropicamente non drenata (CIU);
- prove di taglio diretto (TD);
- classificazione terre secondo CNR 10006.

Nei campioni litoidi:

- determinazione del peso di volume naturale ( $\gamma_N$ );
- determinazione della resistenza a compressione monoassiale ( $\sigma_C$ ).

Tab. 7 – Tabelle laboratorio– Campagna geognostica del 2008-2009 – 1° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 16+500 al km 27+700)

Sondaggio	-	PNIF52B08	PNIF52B09	PNIF52B09	PNIF52B09	PNIF52B09						
Campione	-	CL3	CL2	CL1	Cl3	Cl4	Cl2	Cl1	Cl1	Cl2	CR1	CR2
Tipo	-	lit	lit	lit	ind	ind	ind	ind	ind	ind	rim	rim
Unità	-	MDL4	MDL4	MDL4	MDL2	MDL3	MDL2	TGC3	TGC3	MDL3	MDL2	MDL3
Prof.	m	14.70	8.45	6.00	25.40	32.00	18.00	2.90	3.60	8.00	15.00	25.00
<b>Granulometria</b>												
G	%				15.0	0.0	9.9	0.0	0.0	4.2	58.8	0.0
S	%				64.9	2.7	63.3	41.7	26.5	30.2	25.5	5.6
L +A	%				20.2	97.3	26.8	58.3	73.5	65.6	15.8	94.4
L	%				16.5	57.7	22.6	53.0	46.0	52.4	10.0	60.8
A	%				3.7	39.6	4.2	5.3	27.5	13.2	5.8	33.7
<b>Limiti di Atterberg</b>												
W <sub>L</sub>	%				38.0	48.0		38.0	41.0			
W <sub>p</sub>	%				24.0	26.0		29.0	24.0			
I <sub>c</sub>	-				0.97	1.11		1.16	1.57			
I <sub>p</sub>	%				14.0	22.0		9.0	17.0			
<b>Caratteristiche fisiche</b>												
$\gamma_N$	kN/m <sup>3</sup>	21.7	20.1	15.0	20.2	20.2	18.9	15.5	18.9	18.7		
w <sub>N</sub>	%				24.4	23.7	14.3	27.6	14.3	46.5		
<b>Resistenza a compressione monoassiale</b>												
$\sigma_C$	MPa	13.7	13.4	1.3								
<b>Resistenza non drenata</b>												
(TX-UU) c <sub>u</sub>	kPa									218.9		
(TX-ELL) c <sub>u</sub>	kPa											
<b>Resistenza drenata</b>												
(TD) c	kPa				3.1		1.1	15.0	12.5			
(TD) f	°				33.2		35.6	30.8	29.1			
(TX-CIU) c	kPa					76.2						
(TX-CIU) f	°					17.5						

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE  
OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	RB	GE0001 001	A	30 di 317

<b>Sondaggio</b>	-	PNIF52V12	PNIF52V12	PNIF52V12	PNIF52V12	PNIF52B11	PNIF52B11	PNIF52B10	PNIF52B10	PNIF52B10
<b>Campione</b>	-	CR1	CI2	CI1	CR2	CR2	CR1	CR2	CR1	CI1
<b>Tipo</b>	-	rim	ind	ind	rim	rim	rim	rim	rim	ind
<b>Unità</b>	-	MDL1	MDL3	ba2	MDL1	MDL2	TGC3	MDL2	MDL3	MDL3
<b>Prof.</b>	m	20.50	14.00	3.00	32.50	8.50	4.50	18.50	13.25	7.00

**Granulometria**

G	%	56.9	0.0	45.9	50.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4
S	%	28.1	8.1	39.0	32.6	19.2	19.7	61.9	21.8	40.2
L + A	%	15.0	91.9	15.1	17.1	80.8	80.4	38.2	78.2	59.4
L	%	10.2	58.3	11.9	10.2	69.7	35.9	28.2	30.9	43.0
A	%	4.7	33.7	3.2	6.9	11.1	44.5	9.9	47.3	16.4

**Limiti di Atterberg**

$W_L$	%		48.0							24.0
$W_P$	%		23.0							20.0
$I_c$	-		1.02							1.04
$I_p$	%		25.0							4.0

**Caratteristiche fisiche**

$\gamma_N$	kN/m <sup>3</sup>		20.5	18.1						19.1
$w_N$	%		22.5	6.5						19.8

**Resistenza a compressione monoassiale**

$\sigma_c$	MPa									
------------	-----	--	--	--	--	--	--	--	--	--

**Resistenza non drenata**

(TX-UU) $c_u$	kPa									
(TX-ELL) $c_u$	kPa									

**Resistenza drenata**

(TD) c	kPa			0.1						
(TD) f	°			33.6						
(TX-CIU) c	kPa		4.6							
(TX-CIU) f	°		23.0							

(segue da pagina precedente)

#### 4.4 Campagna geognostica del 2015

Tale campagna, eseguita dalla società SONDEDILE S.r.l. di Rieti, è consistita complessivamente (nel II lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano) in:

- N. 9 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino alla profondità massima di 60 m, di cui:
- N. 4 fori di sondaggio strumentati con piezometri a tubo aperto;
- N. 1 foro di sondaggio strumentato con inclinometro;
- N. 4 indagini sismiche di tipo Down-Hole;
- N. 3 prospezioni sismiche MASW.

In particolare, nella seguente tabella si sintetizzano le attività svolte in sito per il sub lotto in oggetto.

Tab. 8 – Riepilogo dei sondaggi e delle prove eseguite – Campagna geognostica del 2015 – 1° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 16+500 al km 27+700)

Sondaggio	Prof.(m)	Quota boccaforo m s.l.m.	CI n.	CR n.	SPT n.	Prova Lefranc n.	DH [m]	Piezometro TA [m]
<b>D6BIS</b>	30.0	39.6	2	6	6	1	30	-
<b>D8</b>	30.0	42.3	-	6	7	1	-	TA [3÷30]

TA [m]: piezometro a tubo aperto [profondità tratto filtrante]  
DH: tubo per prova sismica Down-Hole [profondità di prova]  
CI: campione indisturbato  
CR: campione rimaneggiato

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono stati effettuati:

- riconoscimento stratigrafico con documentazione fotografica a colori;
- prelievo di campioni indisturbati (CI), rimaneggiati (CR) e litoidi (CL) per l'esecuzione di prove di laboratorio;
- prove penetrometriche dinamiche Standard Penetration Test (SPT);
- prove di permeabilità Lefranc (a carico variabile e a carico costante) e Lugeon;
- rilievo del livello di falda;
- misure di valori di Pocket Penetrometer (PP) nei livelli coesivi.

#### 4.4.1 Misure piezometriche

Per la campagna 2015, il monitoraggio delle strumentazioni piezometriche installate nei fori di sondaggio è stato condotto tra aprile 2015 e aprile 2017. Nel paragrafo 5.22 sono indicate le misure piezometriche per il lotto in esame, espresse in profondità da p.c. ed in quota assoluta (m s.l.m.).

#### 4.4.2 Prove di permeabilità

I risultati delle prove di permeabilità Lefranc a carico variabile (CV) e a carico costante (CC) per il lotto in oggetto sono elencati in tabella seguente.

Tab. 9 – Risultati prove di permeabilità Lefranc – Campagna geognostica del 2015 – 1° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 16+500 al km 27+700)

Anno	Sondaggio	Tipo prova	Profondità prova [m]	Coefficiente di permeabilità media [m/s]	Unità geotecnica
2015	D6bis	LE_CV	11.00	2.63E-05	MDL1
2015	D8	LE_CV	12.00	8.37E-06	MDL2

#### 4.4.3 Indagini sismiche

Per quanto riguarda il lotto in esame, sono state eseguite:

- N.1 indagine sismica MASW
- N.1 prova Down-Hole (foro di sondaggio D6bis)

Di seguito si riportano i risultati sintetici in termini di  $V_{s,30}$  delle indagini sismiche eseguite.

Tab. 10 – Indagini sismiche – Campagna geognostica del 2015 – 1° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 16+500 al km 27+700)

Sigla	Tipo di prova	$V_{s,30}$ [m/s]	Cat. sottosuolo
Area D8	MASW	285	C
D6bis	Down-Hole	316	C

#### 4.4.4 Prove di laboratorio

Sui campioni prelevati dai sondaggi della campagna geognostica in esame sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio (laboratorio: Sondedile S.r.l. di Rieti):

- determinazione del peso di volume naturale;
- determinazione del contenuto naturale d'acqua;
- analisi granulometriche;
- determinazione dei limiti di Atterberg;
- prove triassiali del tipo non consolidata non drenata (UU), consolidata isotropicamente non drenata (CIU);
- prove di taglio diretto (TD);
- classificazione terre secondo CNR 10006.

Tab. 11 – Tabelle laboratorio– Campagna geognostica del 2015 – 1° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 16+500 al km 27+700)

Sondaggio	-	D6BIS	D8	D8	D8	D8	D8	D8							
Campione	-	Cl1	Cl2	RIM1	RIM2	SPT3	SPT4	SPT5	SPT6	RIM1	RIM2	SPT3	SPT4	SPT5	SPT7
Tipo	-	ind	ind	rim	rim	rim	rim	rim	rim	rim	rim	rim	rim	rim	rim
Unità	-	MDL3	MDL3	bc3	MDL1	MDL1	MDL1	MDL2	MDL3	MDL2	MDL2	MDL2	MDL2	MDL2	MDL2
Prof.	m	17.80	24.00	2.50	9.40	11.00	15.00	21.00	25.50	7.70	22.40	12.00	15.00	21.00	27.00
<b>Granulometria</b>															
G	%	3.0	0.0	0.0	44.7	29.1	45.9	2.6	0.4	0.0	0.9	0.5	0.0	4.7	0.2
S	%	40.9	24.6	17.6	34.8	47.8	35.7	66.7	9.4	71.5	45.4	80.1	65.6	75.5	57.2
L +A	%	56.1	75.4	82.5	20.5	23.1	18.4	30.7	90.1	28.5	53.7	19.5	34.4	19.8	42.5
L	%	39.7	51.3	54.0	14.0	16.2	12.1	23.0	44.5	22.4	37.1	15.1	22.4	15.3	28.6
A	%	16.4	24.1	28.4	6.5	6.9	6.3	7.7	45.7	6.1	16.7	4.4	12.0	4.5	14.0
<b>Limiti di Atterberg</b>															
W <sub>L</sub>	%	32.0	36.0	39.0	15.0				49.0		33.0			15.0	22.0
W <sub>P</sub>	%	15.0	18.0	22.0	12.0				21.0					14.0	19.0
I <sub>c</sub>	-	0.88	0.78								0.76				
I <sub>p</sub>	%	17.0	18.0	17.0	3.0				28.0		13.0			1.0	3.0
<b>Caratteristiche fisiche</b>															
γ <sub>N</sub>	kN/m <sup>3</sup>	21.4	19.7							19.5	20.8				
w <sub>N</sub>	%	17.0	22.0							16.3	23.2				
<b>Resistenza non drenata</b>															
(TX-UU) c <sub>u</sub>	kPa	464.0													
(TX-ELL) c <sub>u</sub>	kPa														
<b>Resistenza drenata</b>															
(TD) c	kPa										6.9				
(TD) f	°										30.4				
(TX-CIU) c	kPa		27.0								26.0				
(TX-CIU) f	°		23.4								31.4				

#### 4.5 Campagna geognostica del 2017

Tale campagna, eseguita dalla società TRIVELSONDA S.r.l. di Squinzano (LE), è consistita complessivamente (nel II lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano) in:

- N. 50 sondaggi geognostici, di cui 47 a carotaggio continuo e 3 a distruzione di nucleo, spinti fino alla profondità massima di 90 m;
- N. 45 fori di sondaggio strumentati con piezometro;
- N. 3 fori di sondaggio strumentati con inclinometro;
- N.3 punti di prelievo;
- N. 2 indagini sismiche di tipo Down-Hole;
- N. 7 prospezioni sismiche MASW;
- N. 8 indagini tomografiche elettriche;
- N. 31 stendimenti sismici a rifrazione;
- N. 7+3 pozzetti esplorativi.

In particolare, nella seguente tabella si sintetizzano le attività svolte in sito per il sub lotto in oggetto.

- *Tab. 12 – Riepilogo dei sondaggi e delle prove eseguite – Campagna geognostica del 2017 – 1° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 16+500 al km 27+700)*

Sondaggio	Prof.(m)	Quota boccaforo m s.l.m.	Cl n.	CR n.	SPT n.	Prova Lefranc n.	Piezometro TA [m]
IF15V01	30.0	45.5	3	1	9	2	TA [3÷30]
IF15V02	30.0	39.2	2	2	7	2	TA [3÷30]
IF15V03	40.0	40.3	1	4	5	2	TA [3÷30]
IF15V04	40.0	39.8	1	4	6	1	TA [3÷40]
IF15P05	30.0	46.9	2	2	5	2	TA [3÷30]
IF15V06	40.0	44.9	2	3	10	-	TA [3÷35]
IF15V07	40.0	42.4	2	3	9	2	TA [6÷40]
IF15P08	30.0	42.1	2	1	7	1	TA [3÷30]
IF15S09	30.0	53.2	1	3	2	1	TA [4÷30]
IF15R10	30.0	56.8	3	1	8	1	TA [1÷30]
TA [m]: piezometro a tubo aperto [profondità tratto filtrante]							

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono stati effettuati:

- riconoscimento stratigrafico con documentazione fotografica a colori;

- prelievo di campioni indisturbati (CI), rimaneggiati (CR) e litoidi (CL) per l'esecuzione di prove di laboratorio;
- prove penetrometriche dinamiche Standard Penetration Test (SPT);
- prove di permeabilità Lefranc (a carico variabile e a carico costante) e Lugeon;
- rilievo del livello di falda;
- misure di valori di Pocket Penetrometer (PP).

Relativamente ai pozzetti esplorativi, eseguiti ai fini del riconoscimento dello spessore di vegetale, non si dispone della stratigrafia ma di documentazione fotografica a colori (si rimanda alla pianta ubicazione indagini per il loro posizionamento), per questo motivo non sono stati indicati nel profilo stratigrafico, ma comunque utilizzati per la stima dello spessore di coltre vegetale (estrapolata dalle foto).

I pozzetti esplorativi N1÷N7 sono stati eseguiti lungo il tracciato, di cui N1, N2, N7 nel sublotto 1 e 3 pozzetti in area fiume Calore (su questi ultimi sono state eseguite prove di classificazione fisica di laboratorio).

#### **4.5.1 Misure piezometriche**

Per la campagna 2017, il monitoraggio delle strumentazioni piezometriche installate nei fori di sondaggio è stato condotto tra marzo e aprile 2017. Nel paragrafo 5.22 sono indicate le misure piezometriche per il lotto in esame, espresse in profondità da p.c. ed in quota assoluta (m s.l.m.).

#### **4.5.2 Prove di permeabilità**

I risultati delle prove di permeabilità Lefranc a carico variabile (CV) e a carico costante (CC) per il lotto in oggetto sono elencati in tabella seguente.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO.</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1</b>	COMMESSA IF0H	LOTTO 12 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

Tab. 13 – Risultati prove di permeabilità Lefranc – Campagna geognostica del 2017 – 1° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 16+500 al km 27+700)

Anno	Sondaggio	Tipo prova	Profondità prova [m]	Coefficiente di permeabilità media [m/s]	Unità geotecnica
2017	IF15V01	LE_CV	5.00	7.38E-08	TGC2
2017	IF15V01	LE_CV	11.00	2.22E-08	TGC2
2017	IF15V02	LE_CV	5.00	3.19E-07	ba3
2017	IF15V02	LE_CV	11.00	1.41E-08	TGC2
2017	IF15V03	LE_CV	5.50	3.01E-05	ba1
2017	IF15V03	LE_CV	11.00	7.44E-06	ba1
2017	IF15V04	LE_CV	5.00	4.50E-08	ba3
2017	IF15P05	LE_CV	5.00	1.24E-07	TGC2
2017	IF15P05	LE_CV	11.00	1.15E-05	TGC2
2017	IF15V06	LE_CV	5.00	1.75E-06	ba1
2017	IF15V06	LE_CV	11.00	3.84E-06	TGC2
2017	IF15V07	LE_CV	5.00	1.85E-07	TGC2
2017	IF15V07	LE_CV	11.00	4.24E-06	MDL1
2017	IF15P08	LE_CV	5.00	7.42E-08	bc2
2017	IF15S09	LE_CV	5.50	6.80E-06	bc2
2017	IF15R10	LE_CV	5.00	1.14E-07	bc3

#### 4.5.3 Indagini sismiche

Per quanto riguarda il lotto in esame, sono state eseguite le seguenti indagini:

Tab. 14 – Indagini sismiche – Campagna geognostica del 2017 – 1° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 16+500 al km 27+700)

Sigla	Tipologia indagine	Lunghezza (m)
<b>MASW 1</b>	Prospezione sismica MASW	70
<b>MASW 2</b>	Prospezione sismica MASW	70
<b>ERT1</b>	Indagine tomografica elettrica	190

Di seguito si riportano i risultati sintetici in termini di  $V_{s,30}$  delle indagini sismiche eseguite.

Tab. 15 –  $V_{s,30}$  – Campagna geognostica del 2017 – 1° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 16+500 al km 27+700)

Sigla	$V_{s,30}$ [m/s]	Cat. sottosuolo
<b>MASW1</b>	321	C
<b>MASW2</b>	321	C

#### **4.5.4 Prove di laboratorio**

Sui campioni prelevati dai sondaggi della campagna geognostica in esame sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio (laboratorio: Vicenzetto Villa estense PD):

- determinazione del peso di volume naturale;
- determinazione del contenuto naturale d'acqua;
- analisi granulometriche;
- determinazione dei limiti di Atterberg;
- prove triassiali del tipo non consolidata non drenata (UU), consolidata isotropicamente non drenata (CIU), consolidata isotropicamente drenata (CID);
- prove di compressione assiale semplice (ELL);
- prove di taglio diretto (TD);
- prove edometriche;
- classificazione terre secondo CNR 10006.

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE  
OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	RB	GE0001 001	A	38 di 317

Tab. 16 – Tabelle laboratorio– Campagna geognostica del 2017 – 1° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 16+500 al km 27+700)

<b>Sondaggio</b>	-	IF15V01	IF15V01	IF15V01	IF15V01	IF15V02	IF15V02	IF15V02	IF15V02
<b>Campione</b>	-	Cl1	Cl2	CR1	CR2	Cl1	Cl2	CR1	CR2
<b>Tipo</b>	-	ind	ind	rim	rim	ind	ind	rim	rim
<b>Unità</b>	-	ba2	MDL3	TGC2	MDL2	ba3	MDL2	TGC2	MDL1
<b>Prof.</b>	m	4.00	22.00	12.00	29.00	4.00	28.00	12.00	20.00
<b>Granulometria</b>									
G	%	5.0	0.0	12.0	2.0	4.0	8.0	7.0	99.0
S	%	44.0	4.0	60.0	35.0	10.0	53.0	56.0	1.0
L + A	%	51.0	96.0	28.0	63.0	86.0	39.0	37.0	0.0
L	%	40.0	75.0	28.0	54.0	66.0	39.0		
A	%	11.0	21.0	0.0	9.0	20.0	0.0		
<b>Limiti di Atterberg</b>									
W <sub>L</sub>	%	36.2	59.9		44.0	50.3	27.5		
W <sub>P</sub>	%	25.0	27.4		24.1	27.2	23.3		
I <sub>c</sub>	-	0.36	0.93			0.98	2.71		
I <sub>p</sub>	%	11.2	32.5		19.9	21.1	4.2		
<b>Caratteristiche fisiche</b>									
γ <sub>N</sub>	kN/m <sup>3</sup>	19.6	19.6			19.9	19.4		
w <sub>N</sub>	%	32.2	29.8			29.6	16.1		
<b>Prove edometriche (valori riferiti alla tensione geostatica in sito)</b>									
E <sub>ed</sub>	kPa	14860.0	11637.0			7494.0			
c <sub>v</sub>	m <sup>2</sup> /s		1.20E-07			1.50E-07			
<b>Resistenza a compressione monoassiale</b>									
σ <sub>c</sub>	MPa								
<b>Resistenza non drenata</b>									
(TX-UU) c <sub>u</sub>	kPa		251.3			217.3			
(TX-ELL) c <sub>u</sub>	kPa	43.3							
<b>Resistenza drenata</b>									
(TD) c	kPa		30.0						
(TD) f	°		26.0						
(TD) c <sub>r</sub>	kPa								
(TD) f <sub>r</sub>	°								
(TX-CIU) c	kPa	0.0				40.0			
(TX-CIU) f	°	26.0				27.0			
(TX-CID) c	kPa						0.0		
(TX-CID) f	°						29.0		

(segue da pagina precedente)

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE  
OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	RB	GE0001 001	A	39 di 317

<b>Sondaggio</b>	-	IF15V03	IF15V03	IF15V03	IF15V03	IF15V03	IF15V04	IF15V04	IF15V04	IF15V04	IF15V04
<b>Campione</b>	-	C11	CR1	CR2	CR3	CR4	C11	CR1	CR2	CR3	CR4
<b>Tipo</b>	-	ind	rim	rim	rim	rim	ind	rim	rim	rim	rim
<b>Unità</b>	-	ba2	ba1	MDL2	MDL2	MDL2	ba3	MDL1	MDL2	MDL2	MDL2
<b>Prof.</b>	m	4.00	12.00	20.00	28.00	36.00	6.00	14.00	22.00	33.00	38.00

**Granulometria**

G	%	0.0	95.0	1.0	2.0	10.0	0.0	71.0	45.0	8.0	
S	%	66.0	5.0	59.0	61.0	55.0	4.0	19.0	28.0	47.0	
L+A	%	34.0	0.0	40.0	37.0	35.0	96.0	10.0	27.0	45.0	
L	%			37.0	33.0	31.0	83.0		25.0	41.0	
A	%			3.0	4.0	4.0	13.0		2.0	4.0	

**Limiti di Atterberg**

W <sub>L</sub>	%			23.3	24.8	22.3	38.3		18.2	18.1	
W <sub>P</sub>	%			15.9	16.0	15.5	22.9		13.1	15.3	
I <sub>c</sub>	-						0.81				
I <sub>p</sub>	%			7.4	8.8	6.8	15.4		5.1	2.8	

**Caratteristiche fisiche**

γ <sub>N</sub>	kN/m <sup>3</sup>	19.1					19.0				
w <sub>N</sub>	%	19.5					25.8				

**Prove edometriche (valori riferiti alla tensione geostatica in sito)**

E <sub>ed</sub>	kPa						4841.0				
c <sub>v</sub>	m <sup>2</sup> /s						8.80E-07				

**Resistenza a compressione monoassiale**

σ <sub>c</sub>	MPa										
----------------	-----	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

**Resistenza non drenata**

(TX-UU) c <sub>u</sub>	kPa						66.5				
(TX-ELL) c <sub>u</sub>	kPa										

**Resistenza drenata**

(TD) c	kPa										
(TD) f	°										
(TD) c <sub>r</sub>	kPa										
(TD) f <sub>r</sub>	°										
(TX-CIU) c	kPa						0.0				
(TX-CIU) f	°						25.8				

<b>Sondaggio</b>	-	pozzetto	pozzetto	pozzetto
<b>Campione</b>	-	Prelievo1	Prelievo2	Prelievo3
<b>Tipo</b>	-	rim	rim	rim
<b>Unità</b>	-	ba2	ba3	b2
<b>Prof.</b>	m	0.25	0.25	0.25

**Granulometria**

G	%	0.0	0.0	0.0
S	%	63.5	61.7	32.5
L+A	%	36.5	38.3	67.5
L	%			60.2
A	%			7.3

**Limiti di Atterberg**

W <sub>L</sub>	%			37.9
W <sub>P</sub>	%			24.2
I <sub>c</sub>	-			
I <sub>p</sub>	%			13.7

(segue da pagina precedente)

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE  
OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	RB	GE0001 001	A	40 di 317

Sondaggio	-	IF15V07	IF15V07	IF15V07	IF15V07	IF15P08	IF15P08	IF15P08	IF15V06	IF15V06	IF15V06	IF15V06
Campione	-	CI2	CR1	CR2	CR3	CI1	CI2	CR1	CI1	CI2	CI3	CR1
Tipo	-	ind	rim	rim	rim	ind	ind	rim	ind	ind	ind	rim
Unità	-	MDL3	MDL1	MDL2	MDL3	bc3	MDL2	MDL2	MDL3	MDL3	MDL3	ba1
Prof.	m	20.00	11.00	28.00	38.00	5.00	16.00	24.00	20.00	29.50	38.50	4.00

**Granulometria**

G	%	4.1	87.2	40.0	0.6	0.0	9.4	26.0	0.0	0.0	0.0	95.0
S	%	21.9	9.9	31.0	5.4	8.0	20.6	61.0	5.0	4.0	4.0	5.0
L + A	%	74.0	2.9	29.0	94.0	92.0	70.0	13.0	95.0	96.0	96.0	0.0
L	%	49.0			66.0	67.5	47.2		75.0	82.0	77.0	
A	%	25.0			28.0	24.5	22.8		20.0	14.0	19.0	

**Limiti di Atterberg**

W <sub>L</sub>	%	37.0		31.0	51.0	45.0	38.0		48.3	37.5	46.0	
W <sub>P</sub>	%	19.0		16.0	29.0	21.0	20.0		21.0	21.5	25.3	
I <sub>c</sub>	-	1.21				1.09	0.84		0.96	0.96	1.16	
I <sub>p</sub>	%	18.0		15.0	22.0	24.0	18.0		27.3	16.0	20.7	

**Caratteristiche fisiche**

γ <sub>N</sub>	kN/m <sup>3</sup>	20.4				19.7	20.3		20.1	20.2	20.2	
w <sub>N</sub>	%	15.3				18.9	22.8		22.1	22.2	21.9	

**Prove edometriche (valori riferiti alla tensione geostatica in sito)**

E <sub>ed</sub>	kPa	6576.0				6394	4581		26623.0			
c <sub>v</sub>	m <sup>2</sup> /s					4.60E-07	7.80E-07		5.00E-08			

**Resistenza a compressione monoassiale**

σ <sub>c</sub>	MPa											
----------------	-----	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

**Resistenza non drenata**

(TX-UU) c <sub>u</sub>	kPa	159.6				69.4	42.5		237.0			
(TX-ELL) c <sub>u</sub>	kPa									216.3		

**Resistenza drenata**

(TD) c	kPa	23.0				17.8				30.0		
(TD) f	°	27.7				24.1				24.0		
(TD) c <sub>v</sub>	kPa											
(TD) f <sub>v</sub>	°											
(TX-CIU) c	kPa										40.0	
(TX-CIU) f	°										24.0	
(TX-CID) c	kPa						21.9					
(TX-CID) f	°						31.2					

(segue da pagina precedente)

## 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel presente capitolo si riporta la caratterizzazione geotecnica generale del tracciato in esame, valutata sulla base dell'interpretazione di tutte le indagini geotecniche svolte in sito ed in laboratorio.

Dopo aver individuato le principali unità geotecniche intercettate lungo il tracciato, verranno interpretati i risultati delle indagini geotecniche sulla base dei criteri di seguito esposti e quindi verranno definiti i parametri geotecnici di progetto e la stratigrafia di riferimento sia lungo il tracciato, sia per le principali opere d'arte.

Nel profilo stratigrafico longitudinale sono riportati in forma grafica i risultati delle indagini e sono mostrate le correlazioni stratigrafiche con indicazione delle unità geotecniche intercettate; è anche indicato l'andamento del livello di falda massimo rilevato da letture piezometriche.

Il profilo stratigrafico verrà preso a riferimento per definire la stratigrafia di dettaglio lungo il tracciato ed in corrispondenza delle opere d'arte in progetto.

### 5.1 Definizione delle unità geotecniche intercettate

Di seguito si elencano le unità geotecniche individuate lungo il tracciato:

- **Terreno di riporto – Unità R:** si tratta dello spessore di terreno vegetale (Rv) costituito prevalentemente da limo sabbioso con resti vegetali e inclusi clasti e da terreno di riporto antropico (Ra) che nel caso in esame costituisce il rilevato ferroviario esistente;
- **Coltri eluvio-colluviali – Unità b2:** si tratta di argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore marrone, grigio e bruno-rossastro, a struttura indistinta, con talvolta resti vegetali, sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate; a luoghi si rinvengono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore marrone, grigio e giallastro, a struttura indistinta, con abbondanti resti vegetali, sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate.
- **Depositi alluvionali attuali e recenti (Unità geologica ba/bb):** si tratta di depositi continentali di canale fluviale, argine e conoide alluvionale. Si distinguono le seguenti litofacies:
  - **Unità ba1:** ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose ad arrotondate, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, marrone e giallastro, da scarsa ad abbondante

- **Unità ba2:** Sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone, verde e giallastro, a struttura indistinta o debolmente laminata, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.
- **Unità ba3:** Argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore marrone e bruno-rossastro, a struttura indistinta o debolmente laminata, con sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate.
- **Depositi alluvionali antichi (Unità geologica bc):** si tratta di depositi continentali di canale fluviale, argine, conoide alluvionale e piana inondabile. Si distinguono le seguenti litofacies:
  - **Unità bc1:** Ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose a sub-arrotondate, in matrice sabbiosa, sabbioso-limosa e limoso-argillosa di colore grigio, marrone e giallastro, da scarsa ad abbondante.
  - **Unità bc2:** Sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e nocciola, a struttura indistinta o debolmente laminata, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.
  - **Unità bc3:** Argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore marrone, nocciola e bruno-rossastro, a struttura indistinta o debolmente laminata, con sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate; a luoghi si rinvengono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.
  - **Unità bc4:** Travertini litoidi di colore avana e giallastro, vacuolari e debolmente stratificati, con abbondanti resti vegetali, locali gusci di molluschi, sporadici inclusi piroclastici e frequenti intercalazioni di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore nocciola e giallastro.
- **Depositi alluvionali terrazzati (Unità geologica bn):** si tratta di depositi continentali di canale fluviale, argine e conoide alluvionale. Si distinguono le seguenti litofacies:
  - **Unità bn1:** Ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose ad arrotondate, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, nocciola e giallastro, a luoghi da poco a moderatamente cementata; a luoghi si rinvengono lenti e/o livelli di conglomerati a clasti poligenici ed eterometrici, da sub-arrotondati ad arrotondati, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio e giallastro.

- **Unità bn2:** Sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e nocciola, a struttura indistinta o debolmente laminata, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.
- **Tufo grigio campano (Unità geologica TGC):** si tratta di depositi vulcanici di colata ignimbratica. Si distinguono le seguenti litofacies:
  - **Unità TGC1:** Tufi lapidei di colore grigio, grigio-violaceo e grigio-nocciola, a struttura massiva, con diffuse pomici e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche e subordinati cristalli e litici lavici; verso l'alto passano a tufi lapidei di colore giallastro e nocciola-giallastro, a struttura massiva, con diffuse pomici e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche.
  - **Unità TGC2:** Ceneri a granulometria sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, nocciola e giallastro, a struttura indistinta, con diffuse pomici e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche e rare ghiaie poligeniche da angolose a sub-angolose; nella parte bassa della successione è localmente presente un livello di pomici grossolane di colore bianco-rosato, angolose e a struttura indistinta.
  - **Unità TGC3:** Argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore grigio, nocciola e brunastro, a struttura indistinta, con diffuse pomici e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche e locali ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate, derivanti dall'alterazione e/o l'argillificazione dei depositi vulcanoclastici.
- **Unità di Maddaloni (Unità geologica MDL):** si tratta di depositi lacustri con frequenti intercalazioni fluviali e vulcanoclastiche. Si distinguono le seguenti litofacies:
  - **Unità MDL1:** Ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose ad arrotondate, in matrice sabbiosa, sabbioso-limosa e sabbioso-argillosa di colore grigio, nocciola e giallastro, da scarsa ad abbondante.
  - **Unità MDL2:** Sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio-verdastro, nocciola e giallastro, a struttura indistinta o debolmente laminata, con diffusi inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate; talora sono presenti passaggi di ceneri a granulometria sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta, con diffuse pomici e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche.

- **Unità MDL3:** Argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore grigio, nocciola e grigio-azzurro, a struttura indistinta o debolmente laminata, con diffusi inclusi piroclastici e locali ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate.
- **Unità MDL4:** Travertini litoidi di colore nocciola, avana e giallastro, vacuolari e debolmente stratificati, con resti vegetali, locali gusci di molluschi, inclusi piroclastici e intercalazioni di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio e avana.
- **Arenarie di Caiazzo (Unità AIZ):** si tratta di arenarie quarzoso-feldspatiche e quarzoso-litiche di colore grigio e marrone chiaro, in strati da medi a molto spessi, talora a geometria lenticolare, in alternanza con argille limose e argille marnose di colore grigio, nocciola e grigio-verdastro, in strati da molto sottili a sottili; si rinvencono frequenti intercalazioni di sabbie limose e sabbie limoso-argillose di colore grigio e nocciola, in strati da sottili a medi, e locali lenti e/o livelli di conglomerati poligenici a matrice sabbioso-limosa di colore grigio e marrone-rossastro.
- **Formazione di San Giorgio (Unità geologica SGI):** si tratta di depositi marini di bacino e conoide sottomarina. Si distinguono due differenti litofacies:
  - **Unità SGIa:** Argille limose e argille marnose di colore grigio, nocciola e verdastro; talvolta si rinvencono livelli di sabbie e sabbie limose di colore giallastro e rari livelli di calcari e calcari marnosi di colore grigio, in strati da molto sottili a sottili.
  - **Unità SGIb:** Arenarie quarzoso-feldspatiche di colore grigio e giallastro, in strati da spessi a molto spessi, talora laminati, in alternanza con argille limose e argille marnose di colore grigio, nocciola e verdastro, in strati da sottili a medi; si rinvencono frequenti intercalazioni di sabbie e sabbie limose di colore giallastro, in strati da molto sottili a medi, e rari livelli di calcari e calcari marnosi di colore grigio, in strati da molto sottili a sottili; a luoghi sono presenti lenti di conglomerati poligenici a matrice sabbioso-limosa di colore marrone.
- **Argille varicolori superiori (Unità geologica ALV):** si tratta di depositi marini di bacino profondo con locali torbiditi carbonatiche. Si distinguono tre differenti litofacies:
  - **Unità ALVa:** Argille, argille limose e argille marnose di colore grigio, azzurro, rosso-violaceo e grigio-verdastro, caotiche o a struttura scagliosa, con sottili intercalazioni sabbioso-limose grigiastre, diffusi passaggi marnosi bianco-verdastri e frequenti ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate.

- **Unità ALVb:** Argille, argille limose e argille marnose di colore grigio, azzurro, rosso-violaceo e grigio-verdastro, caotiche o a struttura scagliosa, in strati da sottili a spessi, talora predominanti rispetto alla frazione calcarea in alternanza con calcari micritici chiari, calcari-dolomitici grigio-violacei, calcari marnosi siliciferi e arenarie arcoseo-litiche grigie, in strati da sottili a spessi.
- **Unità ALVc:** Calcari cristallini biancastri, da massivi a ben stratificati, con frequenti intercalazioni di calcareniti bioclastiche, brecciole calcaree a macroforaminiferi e conglomerati poligenici a matrice marnosa e limoso-argillosa di colore verdastro; a luoghi sono presenti passaggi di marne e marne calcaree di colore grigio, verde e rossastro, in strati da molto sottili a sottili, e locali livelli di arenarie e siltiti grigie. Talvolta i calcari si presentano particolarmente sfatti, alterati (RQD=0%), quindi si distingue una unità denominata ALVc\*, costituita quindi principalmente da ghiaia in matrice limoso/sabbiosa e ciottoli.

Nel sublotto 1 in esame che si estende dal km 16+500 al km 27+700, le unità geotecniche SGI – Formazione di San Giorgio e ALV – Argille Varicolori Superiori non sono intercettate e quindi verranno analizzate nelle relazioni geotecniche di pertinenza.

## 5.2 Criteri di interpretazione delle indagini geotecniche

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

- prove penetrometriche dinamiche SPT eseguite nei fori di sondaggio;
- prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati;
- indagini sismiche (prove Down-Hole, MASW).

### 5.2.1 Depositi incoerenti

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

Per quanto riguarda la stima della densità relativa dalle prove SPT, sono stati considerati i valori minimi di densità relativa ottenuti dalle varie correlazioni che di seguito vengono espresse (correlazioni di Skempton, Gibbs e Holtz, Bazaraa, Terzaghi e Peck).

Stato di addensamento

### Correlazione di Skempton

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

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

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in tabella seguente

$\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace alla quota della prova SPT (kg/cm<sup>2</sup>);

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

$D_r$  = densità relativa (-).

Tab. 17 – Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

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

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

### Correlazione di Gibbs e Holtz

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

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

### Correlazione di Bazaraa

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

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

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

essendo:

$D_R$  = densità relativa (-).

$\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace in sito alla quota della prova SPT ( $\text{kg/cm}^2$ );

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

#### Correlazione di Terzaghi & Peck

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

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

#### Parametri di resistenza

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio dalle prove SPT sono state utilizzate diverse correlazioni (Bolton; Schmertmann, De Mello) di seguito illustrate. Generalmente per i terreni in esame, la correlazione di Bolton ha fornito valori dell'angolo di resistenza al taglio inferiori, rispetto alla correlazione di Schmertmann. Nei grafici dell'angolo di resistenza al taglio con la profondità per terreni incoerenti, cautelativamente si riportano i valori minimi ottenuti dalle due correlazioni (Bolton; Schmertmann). Inoltre è stato anche rappresentato il grafico della correlazione di De Mello 1971, in cui i valori di  $N_{spt}$  sono in funzione della tensione verticale efficace in sito.

#### Correlazione di Schmertmann

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

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

$\varphi = 34.5 + 0.10 \cdot D_R$  sabbia grossa–media uniformemente ben gradata

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

$\varphi = 28.0 + 0.14 \cdot D_R$  sabbia fine uniforme

essendo:  $D_r$  = densità relativa

Nel caso in esame si è considerata, cautelativamente per le unità incoerenti ghiaioso sabbiose (unità con sigla “1”) la correlazione valida per la sabbia grossa–media uniformemente ben gradata e per le unità sabbiose (unità con sigla “2”) la correlazione valida per sabbia medio-fine uniformemente ben gradata. Per l'unità bc4 è stata cautelativamente utilizzata la correlazione valida per sabbia medio-fine uniformemente ben gradata.

#### Correlazione di Bolton

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

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

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

essendo:

$\varphi'$  = angolo di attrito di picco riferito a pressioni di 272 kPa (°);

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

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

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

$D_r$  = densità relativa (-).

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO.</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE</b> <b>OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1</b>	COMMESSA IF0H	LOTTO 12 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

Tab. 18 – Valori della costante empirica  $m$  secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	$m$
Tipo prova triassiale di compressione ( $\sigma_2' = \sigma_3'$ )	3
Tipo prova triassiale in estensione o di deformazione piana ( $\sigma_2' \neq \sigma_3'$ )	5
$\sigma_2'$ = tensione principale efficace intermedia $\sigma_3'$ = tensione principale efficace minore	

I valori dell'angolo di attrito  $\varphi_{cv}'$  sono stati ricavati in base a quanto indicato nella tabella seguente (Youd, 1972; Stroud, 1988) e sulla base delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati. Nel caso specifico per l'angolo di attrito  $\varphi_{cv}'$  si è assunto, cautelativamente:

$\varphi_{cv}' = 33^\circ$  per la ghiaia con sabbia (unità con sigla "1");

$\varphi_{cv}' = 30^\circ$  per le sabbie (unità con sigla "2").

Tab. 19 – Valori dell'angolo di attrito  $\varphi_{cv}'$  per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

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

### Caratteristiche di deformabilità

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

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

Il modulo di taglio iniziale ( $G_0$ ) e quello di Young iniziale ( $E_0$ ), associabili a piccole deformazioni, possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) utilizzando le seguenti correlazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

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

essendo:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale del terreno in assunto pari a  $19 \text{ kN/m}^3$ ;

$\nu$  = coefficiente di Poisson del terreno (assunto pari a 0.3);

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

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

Correlazione di Ohta e Goto (1978)

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

essendo:

$C = 53.3$ ;

$z$  = profondità dal p.c. in metri;

$f_A$  = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedasi la Tab. 20);

$f_G$  = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedasi la Tab. 21).

Tab. 20 – Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente  $f_A$  (funzione dell'epoca geologica del deposito)

$f_A$	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

Tab. 21 – Relazione Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente  $f_G$  (funzione della granulometrica del deposito)

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

Nel caso in esame è stato assunto:

$f_A = 1.3$ ;

$f_G = 1.15$  per la ghiaia con sabbia,  $f_G = 1.14$  per le sabbie.

	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1</b>	COMMESSA IF0H	LOTTO 12 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A	FOGLIO 51 di 317

Correlazione di Yoshida et al. (1988)

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

essendo:

C=56 per sabbie (unità con sigla 2);

C=60 per ghiaie sabbiose (unità con sigla 1)

$\sigma_{v0}'$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova.

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

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

### 5.2.2 Depositi coesivi

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

Classificazione

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

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

Caratteristiche di resistenza

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza dei depositi coesivi ci si è basati principalmente sui risultati delle prove di laboratorio che sono prove:

- Taglio diretto e prove triassiali per la resistenza in tensioni efficaci;

- Triassiale non consolidata non drenata (TXUU) e prove a compressione assiale semplice (ELL) per la resistenza in condizioni non drenate.

Inoltre, seppur come indicazione, è possibile utilizzare la correlazione proposta da Peck (1953) per i litotipi di natura incoerente che presentano una forte componente limosa. In questo senso l'angolo d'attrito risulta limitatamente influenzato dalla densità relativa per cui si suppone che quello di picco e quello a volume costante in tale caso coincidano:

$$\varphi'p (\text{°}) = \varphi'cv (\text{°}) = 0.30 N_{SPT} + 20$$

La resistenza al taglio in condizioni non drenate è stata valutata anche dalle prove speditive di Pocket Penetrometer (PP) e/o Torvane (TV) e delle prove penetrometriche dinamiche SPT in base alla seguente correlazione di Stroud (1974):

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

Relativamente alle prove di Pocket Penetrometer (PP) dell'ultima campagna d'indagine (2017) si osserva che i valori sono piuttosto anomali in particolare per le formazioni di base, dove sono indicati valori con intervalli di variabilità molto ampi anche nell'ambito della stessa unità e di pochi metri di spessore (ad esempio sondaggio IF15V10: all'interno della stessa unità, nei primi 4.5 m da p.c. si trovano valori tra 0.2 MPa e pari a 1.4 MPa).

I valori della resistenza al taglio non drenata stimata dalle prove di laboratorio e dall'interpretazione delle prove in sito, sono stati poi riportati nello stesso grafico, con indicato anche l'andamento della resistenza al taglio per un terreno normal consolidato ricavato dalla seguente relazione:  $c_{uNC} = 0.23 \cdot \sigma'_v$ .

Per i parametri di resistenza in condizioni drenate, per ciascuna unità geotecnica sono riportati i grafici di coesione drenata ed angolo di resistenza al taglio con la profondità, il grafico coesione drenata ed angolo di resistenza al taglio e gli involucri nel piano delle tensioni ( $\tau$ ,  $\sigma'$ ). In linea generale, per ogni singolo sub-lotto, tali grafici sono stati distinti per le singole unità geotecniche. Nei casi in cui i dati a disposizione di una certa unità erano pochi, sono stati presi a riferimento tutti i dati dei tre sub-lotti per quella unità.

#### Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi coesivi possono essere stimati:

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

Per quanto concerne le prove sismiche in sito, le caratteristiche di deformabilità vengono individuate con le stesse relazioni precedentemente indicate per i terreni incoerenti. Questi valori sono stati confrontati poi con i risultati derivanti dalle correlazioni per l'interpretazione delle prove in sito SPT.

Il valore del modulo di deformazione elastico ( $E'_v$ ) per terreni coesivi sovraconsolidati può anche essere stimato con la seguente correlazione (Stroud, 1974):

$$E'_v = 130 \cdot cu = 130 \cdot f_1 \cdot N \quad [\text{kPa}]$$

Dove:

$E'_v$  = modulo di deformazione operativo (kPa)

$cu$  = resistenza al taglio non drenata (kPa);

$f_1$  = fattore in funzione dell'indice di plasticità IP, (vedasi figura seguente), assunto pari a 5;

$N$  = valori di  $N_{SPT}$ .

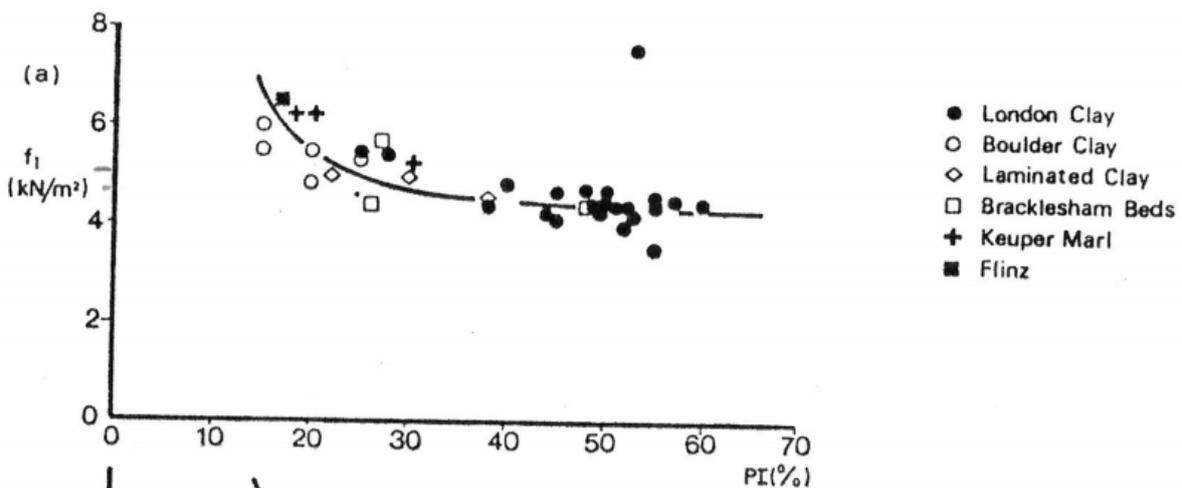


Fig. 1 – Fattore  $f_1$  in funzione di IP

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

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

essendo:

$c_u$  = resistenza al taglio non drenata.

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

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati, i moduli elastici “operativi” saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale.

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

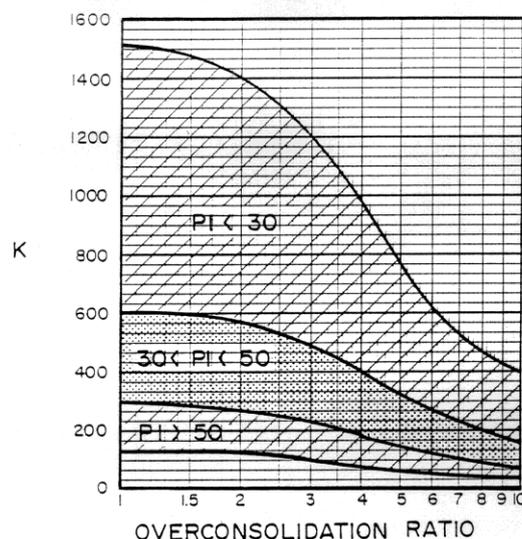


Fig. 2 – Duncan & Buchignani

### Caratteristiche di consolidazione

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

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

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

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

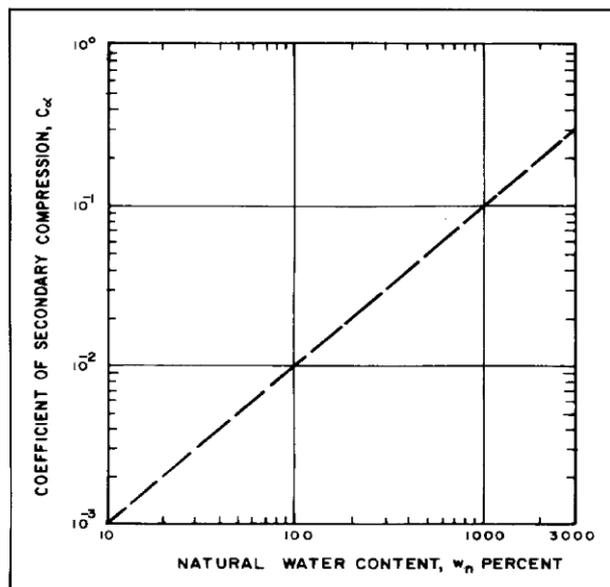


Fig. 3 – Abaco di calcolo del coefficiente di consolidazione secondaria da  $w_n$  (NAVFAC, 1982)

### 5.3 Terreno di Riporto – Unità R

A partire da p.c. è presente uno spessore di terreno vegetale costituito prevalentemente da limo sabbioso argilloso con resti vegetali e inclusi clasti, con spessore variabile lungo il tracciato generalmente tra 0.20 e 0.50 m e valori massimi locali di 0.7-1.0 m. Lo spessore vegetale verrà comunque asportato e quindi non viene caratterizzato.

In alcuni tratti è presente a p.c. il terreno di riporto antropico che costituisce il rilevato ferroviario della linea esistente e per questo materiale si assumono cautelativamente i seguenti parametri di progetto:

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E' = 35 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico operativo

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO.</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1</b>	COMMESSA IF0H	LOTTO 12 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

#### 5.4 Coltri eluvio-colluviali – Unità b2

Si tratta di argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi con talvolta resti vegetali, sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie. Affiorano localmente lungo il tratto in esame, con spessore di 1÷4 m.

In corrispondenza di questa unità nel sub lotto in esame non ci sono prove in sito disponibili ed è stato prelevato un solo campione rimaneggiato (in un pozzetto esplorativo), quindi per la caratterizzazione geotecnica si è fatto riferimento ai dati disponibili su tutti e tre i sub-lotti.

Le tre prove SPT eseguite in corrispondenza di questa unità, hanno dato valori di 7, 18 colpi/30 cm ed un rifiuto strumentale ( $N_{spt}=100$ ) (vedasi Fig. 4).

Dall'unico campione rimaneggiato (prelievo 1 del pozzetto zona fiume Calore della campagna 2017) si osserva dalle analisi granulometriche:

- percentuale di ghiaia pari a 0%;
- percentuale di sabbia pari a 33%;
- percentuale di fine (limo+argilla) pari a 67%, di cui limo 60% e argilla 7%.

Il limite liquido è pari a 38%, il limite plastico è pari a 24% e l'indice plastico è pari a 14%.

#### Parametri di resistenza

Data la mancanza di prove di laboratorio per l'unità in esame, l'angolo di resistenza al taglio viene stimato dalla correlazione di Peck dalle prove SPT, da cui si ricava un range 23÷25°. Quindi per l'unità si assumono i seguenti parametri di resistenza drenati:

$\varphi' = 23\div 25^\circ$  angolo di resistenza al taglio

$c' = 0\div 5$  kPa coesione drenata

In Fig. 5 sono riportati i valori della resistenza al taglio non drenata derivante da prove Pocket Penetrometer e confrontata con i valori derivanti da prove SPT; da cui si hanno valori compresi tra 40 e 300 kPa; in progetto cautelativamente si considera un intervallo tra 60 e 170 kPa.

#### Parametri di deformazione

Dalle indagini sismiche eseguite su questa unità (D15-Down Hole, D16-Masw, vedasi Fig. 89, Fig. 90) si stimano i parametri di deformazione:

$V_s = 150 \div 250$  m/s    velocità delle onde di taglio

$G_o = 45 \div 120$  MPa    modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 120 \div 300$  MPa    modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

#### 5.5 Depositi alluvionali attuali e recenti – Unità ba1 (ghiaia sabbiose)

Si tratta di ghiaie in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, marrone e giallastro, da scarsa ad abbondante. Si rinvencono lungo il tracciato al di sotto del terreno di riporto, delle coltri eluvio colluviali e delle alluvioni sabbiose con spessori di 4-10 m.

Le prove SPT hanno fornito valori tra 30 colpi/30 cm e rifiuto strumentale ( $R=100$ ) (vedasi Fig. 6).

La densità relativa stimata dalle prove SPT è compresa tra 60 e 90 % (vedasi Fig. 7).

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni rimaneggiati, su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Il peso di volume naturale è compreso tra 18.5 e 20 kN/m<sup>3</sup> (vedasi Fig. 13).

Dall'analisi granulometrica si ha:

- percentuale di ghiaia generalmente compresa fra 62 e 95% (media 77%);
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 5 e 37% (media 20%);
- percentuale di fine (limo+argilla) compresa fra 0 e 7%.

#### Parametri di resistenza

Dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT si stimano valori dell'angolo di resistenza al taglio compresi tra 39 e 44° (vedasi Fig. 8), mentre la correlazione di De Mello tra  $N_{SPT}$  e  $\varphi'$  fornisce valori maggiori (Fig. 9). Cautelativamente si assumono i seguenti parametri di resistenza di progetto:

$\varphi' = 38 \div 40^\circ$     angolo di resistenza al taglio

$c' = 0$  kPa    coesione drenata

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO.</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1</b>	COMMESSA IF0H	LOTTO 12 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

## Parametri di deformazione

Per l'unità in esame le caratteristiche di deformazione sono state stimate dalle prove sismiche (MASW2, tra 6 e 14 m di profondità da p.c., vedasi Fig. 86) e dalle correlazioni in base alle prove SPT. Da cui si stimano i seguenti parametri di deformazione (vedasi Fig. 10, Fig. 11, Fig. 12):

$V_s = 200\div 400$  m/s    velocità delle onde di taglio

$G_o = 75\div 300$  MPa    modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 200\div 780$  MPa    modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

## 5.6 Depositi alluvionali attuali e recenti – Unità ba2 (sabbia, sabbia limosa)

Si tratta di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi con sporadici inclusi piroclastici e talvolta ghiaie. Si rinvencono lungo il tracciato al di sotto del terreno di riporto e/o delle coltri eluvio colluviali con spessori di 5 - 7 m circa.

Le prove SPT hanno fornito valori tra 8 e 25 colpi/30 cm ed un valore a rifiuto (vedasi Fig. 6).

La densità relativa stimata dalle prove SPT è compresa tra 30 e 70 % (vedasi Fig. 7).

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni rimaneggiati ed alcuni indisturbati (dove probabilmente era maggiore il contenuto di fine), su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Il peso di volume naturale è compreso tra 18 e 19.5 kN/m<sup>3</sup> (vedasi Fig. 13).

Dall'analisi granulometrica si ha:

- percentuale di ghiaia generalmente compresa fra 0 e 46% (media 17%);
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 39 e 66% (media 53%);
- percentuale di fine (limo+argilla) generalmente compresa fra 15 e 36.5% (media 34%), con percentuale di limo compresa fra 12 e 40% (media 29 %) e percentuale di argilla compresa fra 3 e 11% (media 7 %).

## Parametri di resistenza

Dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT (vedasi Fig. 8, Fig. 9) si ricavano i seguenti valori, sostanzialmente in accordo con i valori delle prove di laboratorio (vedasi Fig. 14):

$c' = 0$  kPa      coesione drenata

$\varphi' = 31\div 35^\circ$       angolo di resistenza al taglio

Nel campione prelevato nel sondaggio IF15V01 pare predominare la componente fine (51% di limo+argilla), da cui si giustificano i parametri di resistenza ( $c'=0$ ,  $\varphi' = 26^\circ$ ) più attribuibili all'unità ba3; per coerenza con le informazioni geologico-stratigrafiche, il campione è stato assegnato all'unità ba2 in base alla descrizione stratigrafica del sondaggio.

#### Parametri di deformazione

Per l'unità in esame le caratteristiche di deformazione sono state stimate dalle prove sismiche (MASW2, fino a circa 6 m di profondità da p.c., vedasi Fig. 86) e dalle correlazioni in base alle prove SPT. Da cui si stimano i seguenti parametri di deformazione (vedasi Fig. 10, Fig. 11, Fig. 12):

$V_s = 150\div 240$  m/s      velocità delle onde di taglio

$G_o = 45\div 100$  MPa      modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 110\div 290$  MPa      modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

### 5.7 Depositi alluvionali attuali e recenti – Unità ba3 (argilla limosa)

Si tratta di argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi con sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie. Si rinvengono solo localmente lungo il tracciato, al di sotto del terreno di riporto e/o delle coltri eluvio colluviali, con spessori di 4 - 11 m circa.

Le prove SPT hanno fornito valori tra 5 e 15 colpi/30 cm (vedasi Fig. 6).

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni indisturbati, su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Il peso di volume naturale è compreso tra 19 e 20 kN/m<sup>3</sup> (vedasi Fig. 13).

Dall'analisi granulometrica si ha:

- percentuale di ghiaia generalmente compresa fra 0 e 4%;
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 4 e 10%;
- percentuale di fine (limo+argilla) generalmente compresa fra 86 e 96%, con percentuale di limo compresa fra 66 e 83% e percentuale di argilla compresa fra 13 e 20%.

Il contenuto naturale d'acqua è compreso fra 26 e 30%.

Il limite liquido è compreso fra 38 e 50%, il limite plastico tra 23 e 27%, l'indice plastico fra 15 e 21%.

Dalla carta di plasticità di Casagrande il materiale si colloca nella zona delle argille inorganiche di media plasticità.

#### Parametri di resistenza

Una prova triassiale TXCIU disponibile per l'unità in esame ha fornito valori piuttosto alti per le alluvioni coesive in esame (vedasi Fig. 14):  $c' = 40$  kPa,  $\varphi' = 27^\circ$ . Appaiono molto più verosimili i valori dei parametri di resistenza ottenuti dalla prova sul campione CI1 del sondaggio IF15V01 e dal campione CI1 del sondaggio IF15V04 (vedasi Fig. 14). Una stima dell'angolo di resistenza al taglio può essere fatta sulla base delle prove SPT, da cui si ottiene un range  $\varphi' = 24 \div 27^\circ$ .

Nella Fig. 16 vengono mostrati i dati delle prove eseguite sull'unità sull'intera tratta Frasso-Vitulano.

Cautelativamente in progetto si assume il seguente intervallo per i parametri di resistenza drenati:

$c' = 0 \div 5$  kPa coesione drenata

$\varphi' = 24 \div 27^\circ$  angolo di resistenza al taglio

Dall'interpretazione delle prove SPT, dalle prove di Pocket Penetrometer e delle prove di laboratorio, si ottengono valori di resistenza al taglio non drenata compresi tra 30 e 360 kPa (vedasi Fig. 18). I valori di resistenza al taglio non drenata maggiori di 300 kPa derivano da prove Pocket Penetrometer eseguite sui sondaggi del 2017 (sondaggio IF15V04), che forniscono valori molto elevati, soprattutto rispetto ai valori misurati nei sondaggi delle campagne pregresse. Quindi cautelativamente per la resistenza al taglio non drenata si assume un intervallo di progetto:

$c_u = 50 \div 215$  kPa resistenza al taglio in condizioni non drenate

#### Parametri di deformazione

Dall'indagine sismica MASW1 si possono stimare i parametri di deformazione:

$V_s = 135 \div 300$  m/s velocità delle onde di taglio

$G_o = 35 \div 175$  MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO.</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1</b>	COMMESSA IF0H	LOTTO 12 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

$E_o = 90\div455$  MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni).

### 5.8 Depositi alluvionali antichi – Unità bc1 (ghiaia sabbiosa)

Si tratta di ghiaie in matrice sabbiosa, sabbioso-limosa e limoso-argillosa. Nel sub-lotto in esame, sono presenti solo localmente con spessori di 1-3 m intercalati alle altre alluvioni antiche sabbiose ed argillose.

Per l'unità in esame è disponibile una sola prova SPT che ha fornito un valore pari a 43 colpi/30 cm (vedasi Fig. 19).

La densità relativa stimata dalla prova SPT è pari a circa 40% (vedasi Fig. 20).

Per l'unità geotecnica in esame non sono disponibili campioni nel sub-lotto in esame.

#### Parametri di resistenza

Dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT si stimano valori dell'angolo di resistenza al taglio pari a circa  $40^\circ$  (vedasi Fig. 21), mentre la correlazione di De Mello tra  $N_{SPT}$  e  $\varphi'$  fornisce valori maggiori (Fig. 22).

Cautelativamente si assume:

$c' = 0$  kPa coesione drenata

$\varphi' = 40^\circ$  angolo di resistenza al taglio

#### Parametri di deformazione

Per l'unità in esame le caratteristiche di deformazione sono state stimate dalle prove sismiche (MASWD8, per profondità tra 4 e 6 m da p.c.) e dalle correlazioni in base alle prove SPT. Da cui si stimano i seguenti parametri di deformazione (vedasi Fig. 23, Fig. 24, Fig. 25):

$V_s = 200\div300$  m/s velocità delle onde di taglio

$G_o = 75\div175$  MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 200\div450$  MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

## 5.9 Depositi alluvionali antichi – Unità bc2 (sabbia, sabbia limosa)

Si tratta di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi con sporadici inclusi piroclastici e talvolta ghiaie. Si intercettano lungo il tracciato al di sotto del terreno di riporto e/o coltri eluvio colluviali con spessori di 2-9 m.

Le prove SPT hanno fornito valori tra 5 e 30 colpi/30 cm ed un valore a rifiuto (vedasi Fig. 19) ad indicare un addensamento da basso a medio.

La densità relativa stimata dalle prove SPT è compresa tra 20 e 70 % (vedasi Fig. 20).

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati due soli campioni rimaneggiati complessivamente nei 3 sub-lotti (di cui nessuno nel sub lotto 1), su cui sono state eseguite prove di laboratorio: analisi granulometriche e limiti di consistenza.

Il peso di volume naturale si assume pari a  $19.5 \text{ kN/m}^3$ .

### Parametri di resistenza

Dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT si stimano valori dell'angolo di resistenza al taglio compresi tra  $30$  e  $37^\circ$  (vedasi Fig. 21), mentre la correlazione di De Mello tra  $N_{\text{SPT}}$  e  $\varphi'$  fornisce valori molto più dispersi, compresi tra  $25$  e  $45$  (Fig. 22).

In progetto per l'unità si assume:

$c' = 0 \text{ kPa}$  coesione drenata

$\varphi' = 30\div 35^\circ$  angolo di resistenza al taglio

### Parametri di deformazione

Per l'unità in esame le caratteristiche di deformazione sono state stimate dalle correlazioni in base alle prove SPT. Da cui si stimano i seguenti parametri di deformazione (vedasi Fig. 23, Fig. 24, Fig. 25):

$V_s = 150\div 300 \text{ m/s}$  velocità delle onde di taglio

$G_o = 45\div 180 \text{ MPa}$  modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 120\div 450 \text{ MPa}$  modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

### 5.10 Depositi alluvionali antichi – Unità bc3 (argilla limosa)

Si tratta di argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi con sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie. Si intercettano lungo il tracciato al di sotto del terreno di riporto e/o coltri eluvio colluviali con spessori di 3-5 m.

Le prove SPT hanno fornito valori tra 10 e 20 colpi/30 cm (vedasi Fig. 19).

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati, su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Il peso di volume naturale è compreso tra 19.0 e 20.5 kN/m<sup>3</sup>.

Dall' analisi granulometrica si ha:

- percentuale di ghiaia generalmente compresa fra 0 e 15% (media 5%);
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 8 e 47% (media 24%);
- percentuale di fine (limo+argilla) generalmente compresa fra 38 e 92% (media 71%), con percentuale di limo compresa fra 32 e 67.5% e percentuale di argilla compresa fra 6 e 28%.

Il contenuto naturale d'acqua è compreso fra 19 e 21%.

Il limite liquido è compreso fra 33 e 45%, il limite plastico tra 20 e 22%, l'indice plastico fra 12 e 32%.

Nella carta di plasticità di Casagrande il materiale si colloca nella zona delle argille inorganiche di media plasticità.

Parametri di resistenza:

Nella Fig. 27 si riportano i risultati delle prove di laboratorio dell'unità in esame del sub-lotto 1. Dato il numero esiguo di indagini disponibili, per la caratterizzazione geotecnica dell'unità sono state utilizzate le prove di laboratorio dell'intero lotto II (Frasso –Vitulan). Quindi in Fig. 30 si riportano i risultati di tutte le prove di laboratorio nel piano  $\tau$ - $\sigma'$  (piano Mohr-Coulomb), da cui si possono stimare i seguenti valori dei parametri di resistenza di progetto:

$\varphi' = 24 \div 27^\circ$  angolo di resistenza al taglio

$c' = 5 \div 10$  kPa coesione drenata

Mediamente si può considerare:  $c' = 10$  kPa  $\varphi' = 26^\circ$ .

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO.</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1</b>	COMMESSA IF0H	LOTTO 12 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

Dall'interpretazione delle prove SPT, dalle prove Pocket Penetrometer e dalle prove di laboratorio, si ottengono valori di resistenza al taglio non drenata compresi tra 50 e 275 kPa (vedasi Fig. 26). I valori maggiori di Pocket Penetrometer sono relativi ai sondaggi del 2017, che come già detto in precedenza forniscono valori di Pocket Penetrometer molto elevati, soprattutto rispetto a quelli misurati nelle indagini pregresse. Quindi cautelativamente si assume in progetto:

$c_u = 50 \div 170$  kPa      resistenza al taglio in condizioni non drenate

#### Parametri di deformazione

Per l'unità in esame le caratteristiche di deformazione sono state stimate dalle prove sismiche eseguite in prossimità (D6bis, per profondità fino a circa 6.5 m da p.c., MASWD8 per profondità tra 0 e 4 m da p.c., vedasi Fig. 87). Da cui si stimano i seguenti parametri di deformazione (Fig. 23, Fig. 24, Fig. 25).

$V_s = 130 \div 180$  m/s      velocità delle onde di taglio

$G_o = 35 \div 60$  MPa      modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 90 \div 150$  MPa      modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

#### 5.11 Depositi alluvionali antichi – Unità bc4 (travertino litoide)

Si tratta di travertini litoidi, vacuolari e debolmente stratificati, con abbondanti resti vegetali, locali gusci di molluschi, sporadici inclusi piroclastici e frequenti intercalazioni di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore nocciola e giallastro. Sono presenti solo localmente in zona sondaggi S130 e S131 (indagini del 1985 di cui non si dispone di documentazione fotografica, né di prove di laboratorio) dove sono descritti come travertini molto fratturati in matrice sabbiosa.

Le prove SPT hanno fornito valori tra 40 e 45 colpi/30 cm (vedasi Fig. 19).

Per l'unità geotecnica in esame non sono disponibili prove di laboratorio.

Il peso di volume naturale si assume cautelativamente pari a  $20 \text{ kN/m}^3$ .

#### Parametri di resistenza

Poiché non ci sono prove di laboratorio a disposizione, l'angolo di resistenza al taglio viene cautelativamente stimato dalle prove SPT (vedasi Fig. 22 e Fig. 31), da cui si ricavano i seguenti valori:

$\varphi' = 39\div 41^\circ$  angolo di resistenza al taglio

$c' = 0$  kPa coesione drenata

#### Parametri di defomazione

Dall'interpretazione delle prove SPT si ricava (vedasi Fig. 32):

$V_s = 200\div 300$  m/s velocità delle onde di taglio

$E_o = 200\div 500$  MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

#### 5.12 Depositi alluvionali terrazzati – Unità bn1 (ghiaia sabbiose)

Si tratta di ghiaie in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa a luoghi da poco a moderatamente cementata. E' presente a partire dal km 25+815 al di sotto delle alluvion recenti (bb) e/o antiche (bc) con spessori da 10 a 15 m circa.

Le prove SPT sono andate tutte a rifiuto strumentale ( $N_{spt} = 100$  colpi/30 cm vedasi Fig. 33).

La densità relativa stimata dalle prove SPT è pari a circa 70 % (vedasi Fig. 34).

Nell'unità geotecnica sono stati prelevati campioni rimaneggiati su cui sono state eseguite prove di laboratorio (granulometrie).

Il peso di volume naturale si assume cautelativamente pari a  $20$  kN/m<sup>3</sup>.

Dall'analisi granulometrica si ha:

- percentuale di ghiaia compreso fra 79 e 98%;
- percentuale di sabbia compreso fra 0 e 14%;
- percentuale di fine (limo+argilla) compreso fra 1 e 7%.

#### Parametri di resistenza

Dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT si stimano valori dell'angolo di resistenza al taglio pari a circa  $40\div 41^\circ$  (vedasi Fig. 35), mentre la correlazione di De Mello fornisce valori maggiori (Fig. 36).

Cautelativamente in progetto si assume:

$\varphi' = 35\div 40^\circ$  angolo di resistenza al taglio (\*)

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO.</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1</b>	COMMESSA IF0H	LOTTO 12 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

$c' = 0$  kPa      coesione drenata

(\*) il valore minimo è stato assunto pari al valore medio stimato da tutti i dati della tratta Frasso-Vitulano (insieme dei tre sub- lotti); assunzione cautelativa poiché i dati a disposizione del singolo sub-lotto sono pochi in relazione all'estensione dell'unità.

#### Parametri di deformazione

Per l'unità in esame le caratteristiche di deformazione sono state stimate dalle correlazioni in base alle prove SPT. Da cui si stimano i seguenti parametri di deformazione (vedasi Fig. 37, Fig. 38, Fig. 39):

$V_s = 200\div 380$  m/s      velocità delle onde di taglio

$G_o = 80\div 290$  MPa      modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 200\div 750$  MPa      modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni).

### 5.13 Depositi alluvionali terrazzati – Unità bn2 (sabbia, sabbia limosa)

Si tratta di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi con sporadici inclusi piroclastici e talvolta ghiaie. Sono intercettate a partire dal km 25+815 ial di sotto delle alluvion recenti (bb) e/o antiche (bc) ntercalate alle alluvioni terrazzate ghiaiose (unità bn1) con spessori metrico.

L'unica prova SPT eseguita in corrispondenza dell'unità in esame ha fornito un valore pari a circa 13 colpi/30 cm (vedasi Fig. 33).

La densità relativa stimata dalle prove SPT è pari a circa 35 % (vedasi Fig. 34).

Per l'unità geotecnica in esame non sono disponibili campioni prelevati nel sub-lotto 1 in esame e quindi non si hanno prove di laboratorio.

#### Parametri di resistenza

Dall'interpretazione dei risultati della prova SPT e dalla correlazione di De Mello tra  $N_{SPT}$  e  $\varphi'$  si stima un valore dell'angolo di resistenza al taglio pari a circa 31-32° (vedasi Fig. 35, Fig. 36).

	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1</b>	COMMESSA IF0H	LOTTO 12 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

Parametri di deformazione

Per l'unità in esame le caratteristiche di deformazione sono state stimate dalle correlazioni in base alla prova SPT disponibile. Da cui si stimano i seguenti parametri di deformazione (vedasi Fig. 37, Fig. 38, Fig. 39):

$V_s = 200$  m/s velocità delle onde di taglio

$G_o = 80$  MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 200$  MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

#### 5.14 Tufo grigio campano – Unità TGC1 (tufo lapideo)

Si tratta di tufi lapidei, a struttura massiva, con diffuse pomici e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche e subordinati cristalli e litici lavici. Da rilievi geologici, è localizzato tra le km 19+150 e 19+400 e tra km 19+800 e 20+100 con spessori 3-8 m. Non sono disponibili indagini in queste zone. Quindi per tale unità si assumono cautelativamente i parametri dell'unità TGC2.

#### 5.15 Tufo grigio campano – Unità TGC2 (cenere sabbiosa, sabbioso-limosa)

Si tratta di ceneri a granulometria sabbiosa e sabbioso-limosa con diffuse pomici e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche e rare ghiaie. Sono presenti lungo il tracciato anche a partire dal p.c., sotto il terreno di riporto con spessori che arrivano anche ad un massimo di 28 m.

Le prove SPT hanno fornito valori compresi generalmente tra 10 e 60 colpi/30 cm (vedasi Fig. 41).

Per l'interpretazione delle prove SPT si trascurano i valori misurati nel sondaggio S121 (campagna di indagine del 1985) in quanto fornisce valori non in linea con quelli misurati dalle indagini più recenti negli stessi terreni alle medesime profondità.

La densità relativa stimata dalle prove SPT è compresa tra 20 e l'80 % (vedasi Fig. 42).

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni rimaneggiati e indisturbati, su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Il peso di volume naturale è compreso tra 17 e 18,5, mediamente circa 18,5 kN/m<sup>3</sup> (vedasi Fig. 49).

Dall'analisi granulometrica si ha:

- percentuale di ghiaia generalmente compresa fra 7 e 37% (media 16%);

- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 29 e 60% (media 46.5%);
- percentuale di fine (limo+argilla) generalmente compresa fra 28 e 65% (media 40%), con percentuale di limo compresa fra 28 e 53% e percentuale di argilla compresa fra 1 e 12%.

Il contenuto naturale d'acqua è compreso fra 26 e 30% (vedasi Fig. 50).

Il limite liquido è pari a circa 33%, il limite plastico è pari a circa 22%, l'indice plastico circa 11% (vedasi Fig. 50).

#### Parametri di resistenza

Dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT si stimano valori dell'angolo di resistenza al taglio compresi tra 30 e 40° (vedasi Fig. 43), mentre la correlazione di De Mello tra  $N_{SPT}$  e  $\varphi'$  fornisce valori molto più dispersi, ma generalmente maggiori (vedasi Fig. 44). E' disponibile una prova di laboratorio, eseguita su un campione indisturbato, che ha fornito valori di  $c' = 30$  kPa,  $\varphi' = 23^\circ$ .

Cautelativamente in progetto si assume:

$\varphi' = 30 \div 37^\circ$  angolo di resistenza al taglio

$c' = 0$  kPa coesione drenata

#### Parametri di deformazione

Per l'unità in esame le caratteristiche di deformazione sono state stimate dalle correlazioni in base alle prove SPT. In Fig. 45, Fig. 46, Fig. 47, Fig. 48 si riportano i valori dei parametri di resistenza ottenuti dalle prove SPT.

Per l'unità in esame si stima:

$V_s = 120 \div 300$  m/s velocità delle onde di taglio

$G_o = 40 \div 175$  MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 100 \div 450$  MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Nella Fig. 48 è anche indicato un andamento medio cautelativo con la profondità, che si può estrapolare dai dati a disposizione:  $E_o = 250 \cdot (\sigma'_v / p_a)^{0.50}$  (MPa).

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO.</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE</b> <b>OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1</b>	COMMESSA IF0H	LOTTO 12 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

### 5.16 Tufo grigio campano – Unità TGC3 (argilla limosa)

Si tratta di argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi, con diffuse pomici e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche e locali ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate, derivanti dall'alterazione e/o l'argillificazione dei depositi vulcanoclastici. Affiorano in corrispondenza della GA Telese con spessori da 4 a 9 m circa.

Le prove SPT hanno fornito valori compresi tra 15 e 23 colpi/30 cm (vedasi Fig. 41).

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni rimaneggiati e indisturbati, su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Il peso di volume naturale è compreso tra 16 e 19 kN/m<sup>3</sup>, si assume in progetto un valore di 18.5 kN/m<sup>3</sup> (vedasi Fig. 49).

Dall'analisi granulometrica si ha:

- percentuale di ghiaia pari a circa 0%;
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 20 e 42% (media 29%);
- percentuale di fine (limo+argilla) generalmente compresa fra 58 e 80% (media 71%), con percentuale di limo compresa fra 36 e 53% e percentuale di argilla compresa fra 5 e 44%.

Il contenuto naturale d'acqua è compreso fra 26 e 30% (vedasi Fig. 50).

Il limite liquido è compreso tra 38% e 41%, il limite plastico è compreso tra 24% e 29%, l'indice plastico tra 9% e 17% (vedasi Fig. 50, Fig. 51).

Dalla carta di plasticità di Casagrande il materiale si colloca nella zona di media plasticità.

#### Parametri di resistenza

Le prove a taglio diretto disponibili per l'unità in esame hanno fornito i seguenti valori (vedasi Fig. 52):

$c' = 12.5 \div 15$  kPa coesione drenata

$\varphi' = 29 \div 31^\circ$  angolo di resistenza al taglio

In Fig. 53 sono inseriti i risultati delle prove di laboratorio nel piano  $\tau$ - $\sigma'$  (piano Mohr-Coulomb), da cui si possono stimare i seguenti valori dei parametri di resistenza di progetto:

$c' = 5 \div 10$  kPa coesione drenata

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO.</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE</b> <b>OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1</b>	COMMESSA IF0H	LOTTO 12 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

$\varphi' = 29 \div 30^\circ$  angolo di resistenza al taglio

Dall'interpretazione delle prove SPT e dalle prove Pocket Penetrometer e Vane Test si stimano valori di resistenza al taglio non drenata compresi generalmente tra 50 e 150 kPa (vedasi Fig. 54).

Parametri di deformazione

Per l'unità in esame le caratteristiche di deformazione sono state stimate dalle correlazioni in base alle prove SPT. Da cui si stimano i seguenti parametri di deformazione (vedasi Fig. 46, Fig. 47):

$G_0 = 80$  MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_0 = 190$  MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

### 5.17 Unità di Maddaloni – Unità MDL1 (ghiaia sabbiosa)

Si tratta di ghiaie in matrice sabbiosa, sabbioso-limosa e sabbioso-argillosa.

Le prove SPT hanno fornito valori tra 60 e 100 colpi/30 cm (vedasi Fig. 55, Fig. 56).

La densità relativa stimata dalle prove SPT è compresa tra 70 e 90 % (vedasi Fig. 59).

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni rimaneggiati, su cui sono state eseguite prove di laboratorio (analisi granulometriche, limiti di consistenza quando possibili).

Il peso di volume naturale misurato sui campioni rimaneggiati è molto disperso (vedasi Fig. 67), si assume un valore pari a  $20 \text{ kN/m}^3$ .

Dall'analisi granulometrica si ha (vedasi Fig. 68):

- percentuale di ghiaia generalmente compresa fra 29 e 99% (media 62%);
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 1 e 48% (media 25%);
- percentuale di fine (limo+argilla) compresa fra 0 e 23% (media 13%).

Parametri di resistenza:

Dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT si stimano valori dell'angolo di resistenza al taglio compresi tra  $38$  e  $43^\circ$  (vedasi Fig. 60), mentre la correlazione di De Mello tra  $N_{SPT}$  e  $\varphi'$  fornisce valori maggiori (vedasi Fig. 61). Cautelativamente come intervallo di progetto si assume:

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO.</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE</b> <b>OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1</b>	COMMESSA IF0H	LOTTO 12 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

$c' = 0$  kPa      coesione drenata

$\varphi' = 38\div 41^\circ$       angolo di resistenza al taglio

Parametri di defomazione:

Per l'unità in esame le caratteristiche di deformazione sono state stimate dalle prove sismiche (D6bis, per profondità comprese tra 6.5 e 16.5 m da p.c., MASW1, per profondità comprese tra 11 e 21 m da p.c., vedasi Fig. 85) e dalle correlazioni in base alle prove SPT. In Fig. 62, Fig. 63, Fig. 64 si riportano i valori dei parametri di resistenza ottenuti dalle prove SPT:

$V_s = 240\div 600$  m/s      velocità delle onde di taglio

$G_o = 110\div 720$  MPa      modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 290\div 1800$  MPa      modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Nella figura è anche mostrata una correlazione media cautelativa dell'andamento del modulo con la profondità:  $E_o = 450 \cdot (\sigma'_v / \rho_a)^{0.28}$  (MPa).

### 5.18 Unità di Maddaloni – Unità MDL2 (sabbia, sabbia limosa)

Si tratta di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi con diffusi inclusi piroclastici e talvolta ghiaie; talora sono presenti passaggi di ceneri a granulometria sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta, con diffuse pomici e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche.

Le prove SPT hanno fornito valori tra 10 e rifiuto colpi/30 cm (vedasi Fig. 55, Fig. 57).

La densità relativa stimata dalle prove SPT è compresa tra 30 e 80 % (vedasi Fig. 59).

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni rimaneggiati e indisturbati (in corrispondenza delle zone con maggior contenuto fine), su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Il peso di volume naturale è compreso fra 18 e 21, mediamente circa 20 kN/m<sup>3</sup> (vedasi Fig. 67).

Dall'analisi granulometrica si ha (vedasi Fig. 69):

- percentuale di ghiaia generalmente compresa fra 0 e 45% (media 11%);
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 19 e 88% (media 54%);
- percentuale di fine (limo+argilla) compresa fra 11 e 70% (media 33%) con percentuale di limo

compresa fra 10 e 54% e percentuale di argilla compresa fra 2 e 23%.

Il contenuto naturale d'acqua è compreso fra 16 e 26% (vedasi Fig. 71).

Il limite liquido è compreso tra 15% e 44%, il limite plastico è compreso tra 13% e 23%, l'indice plastico tra 1% e 20%, (vedasi Fig. 71, Fig. 72).

Nella carta di Casagrande il materiale si colloca nella zona di bassa-media plasticità.

Parametri di resistenza:

Dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT si stimano valori dell'angolo di resistenza al taglio compresi tra 30 e 36° (vedasi Fig. 60), mentre la correlazione di De Mello tra  $N_{SPT}$  e  $\varphi'$  fornisce valori molto più dispersi (vedasi Fig. 61). Tali valori sono sostanzialmente in linea con i dati del laboratorio.

Dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati nel sub-lotto 1 sono stati ottenuti valori di resistenza al taglio compresi tra 22 e 36° con coesione drenata compresa fra 0 e 26 kPa (vedasi Fig. 73). In Fig. 74 si riportano i risultati di tutte le prove di laboratorio della tratta Frasso-Vitulano nel piano  $\tau$ - $\sigma'$  (piano Mohr-Coulomb); nella figura sono anche rappresentati l'involuppo dei parametri di resistenza minimi e massimi dei valori caratteristici di progetto:

$c' = 0$  kPa      coesione drenata

$\varphi' = 30\div 35^\circ$       angolo di resistenza al taglio

Parametri di deformazione:

Per l'unità in esame le caratteristiche di deformazione sono state stimate dalle prove sismiche (MASW1, per profondità da 21 m a 44.5 m, MASWD8, per profondità da 6.0 a 28.5 m, vedasi Fig. 85, Fig. 87) e dalle correlazioni in base alle prove SPT. In Fig. 62, Fig. 63, Fig. 65 si riportano i valori dei parametri di resistenza ottenuti dalle prove SPT:

$V_s = 200\div 600$  m/s      velocità delle onde di taglio

$G_o = 80\div 720$  MPa      modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 200\div 1800$  MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Nella figura è anche mostrata una correlazione media cautelativa dell'andamento del modulo con la profondità:  $E_o = 230 \cdot (\sigma'_v / p_a)^{0.55}$  (MPa).

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO.</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE</b> <b>OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1</b>	COMMESSA IF0H	LOTTO 12 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

### 5.19 Unità di Maddaloni – Unità MDL3 (argilla limosa)

Si tratta di argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi con diffusi inclusi piroclastici e locali ghiaie.

Le prove SPT hanno fornito valori tra 10 e 100 colpi/30 cm (vedasi Fig. 55, Fig. 58).

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati, su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Il peso di volume naturale è compreso fra 18.5 e 21.5, mediamente pari a circa 20 kN/m<sup>3</sup> (vedasi Fig. 67).

Dall'analisi granulometrica si ha (vedasi Fig. 70):

- percentuale di ghiaia generalmente compresa fra 0 e 12% (media 3%);
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 4 e 55% (media 19%);
- percentuale di fine (limo+argilla) compresa fra 11 e 70% (media 33%) con percentuale di limo compresa fra 10 e 82% e percentuale di argilla compresa fra 5 e 79%.

Il contenuto naturale d'acqua è compreso fra 15 e 62% (media 25.5%) (vedasi Fig. 71).

Il limite liquido è compreso tra 30% e 60%, il limite plastico è compreso tra 15% e 42%, l'indice plastico tra 4% e 32.5%, l'indice di consistenza è compreso tra 0.5 e 2.5 (vedasi Fig. 71, Fig. 72, Fig. 75).

Nella carta di plasticità di Casagrande il materiale si colloca nella zona delle argille inorganiche a media plasticità.

#### Parametri di resistenza

Le prove di laboratorio disponibili per l'unità in esame hanno fornito i valori compresi nei seguenti intervalli:

$c' = 5 \div 76$  kPa coesione drenata

$\varphi' = 18 \div 32^\circ$  angolo di resistenza al taglio

con valore medio dell'angolo di resistenza al taglio di  $23^\circ$  e coesione drenata con andamento generalmente crescente con la profondità. In Fig. 78 si riportano i parametri di resistenza di tutte le prove di laboratorio dell'intera tratta Frasso-Vitulano, con evidenziati i dati del solo subplotto 1, nel piano  $\tau$ - $\sigma'$ ;

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.</p>					
<p><b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1</b></p>	<p>COMMESSA IF0H</p>	<p>LOTTO 12 D 11</p>	<p>CODIFICA RB</p>	<p>DOCUMENTO GE0001 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 74 di 317</p>

nel grafico sono anche rappresentati l'involuppo dei parametri di resistenza minimi e massimi dei valori caratteristici di progetto.

$c' = 10\div 20$  kPa      coesione drenata

$\varphi' = 23\div 27^\circ$       angolo di resistenza al taglio

In Fig. 76 e Fig. 77 sono riportati i valori di resistenza al taglio non drenata dall'interpretazione delle prove SPT, dalle prove Pocket Penetrometer e Vane Test e dalle prove di laboratorio; in particolare in Fig. 77 si riportano i valori di resistenza al taglio non drenata, trascurando le prove Pocket Penetrometer eseguite nei sondaggi del 2017, che come già indicato, hanno dato valori talvolta anomali rispetto ai dati delle altre campagne d'indagine negli stessi terreni. Si osservano valori di resistenza al taglio non drenata compresi tra 75 e 460 kPa.

#### Parametri di defomazione

Per l'unità in esame le caratteristiche di deformazione sono state stimate dalle prove sismiche (MASW2, per profondità tra 14 m e 30 m da p.c., D6bis, per profondità da 17.0 a 30.0 m da p.c.) e dalle correlazioni in base alle prove SPT. In Fig. 63 e Fig. 66 si riportano i valori dei parametri di resistenza ottenuti dalle prove SPT. Da cui si stimano i seguenti parametri di deformazione:

$V_s = 200\div 400$  m/s      velocità delle onde di taglio

$G_o = 80\div 320$  MPa      modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 200\div 830$  MPa      modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

#### 5.20 Unità di Maddaloni – Unità MDL4 (travertino)

Si tratta di travertini litoidi vacuolari e debolmente stratificati, con abbondanti resti vegetali, locali gusci di molluschi, diffusi inclusi piroclastici e frequenti intercalazioni di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi.

Il peso di volume naturale è compreso tra 15 e 21.5 kN/m<sup>3</sup>. Si adotta un valore di progetto pari a 20 kN/m<sup>3</sup>.

### Parametri di resistenza

Sui campioni litoidi sono disponibili alcune prove di compressione monoassiale che hanno fornito i valori in Fig. 82 da cui ha:

$\sigma_{c,media}' = 9 \text{ MPa}$  resistenza a compressione media

$\sigma_{c,10\%}' = 3.7 \text{ MPa}$  decimo percentile della resistenza a compressione

Per la definizione dei parametri di resistenza della formazione, si è utilizzata la caratterizzazione di Hoek e Brown, i cui risultati sono mostrati in fig Fig. 83, Fig. 84, ottenuti considerando i seguenti parametri:

GSI = 30,  $m_i = 13$ ,  $D = 0.5$ ; resistenze a compressione ( $\sigma_{c,media}'$  e  $\sigma_{c,10\%}'$ ).

Linearizzando il dominio di rottura di Hoek e Brown si stimano i seguenti parametri:

$c' = 30\div 40 \text{ kPa}$  coesione drenata

$\varphi' = 34\div 40^\circ$  angolo di resistenza al taglio

### Parametri di defomazione

Dalla caratterizzazione di Hoek e Brown si stima un modulo di deformazione  $E_0=800 \text{ MPa}$ .

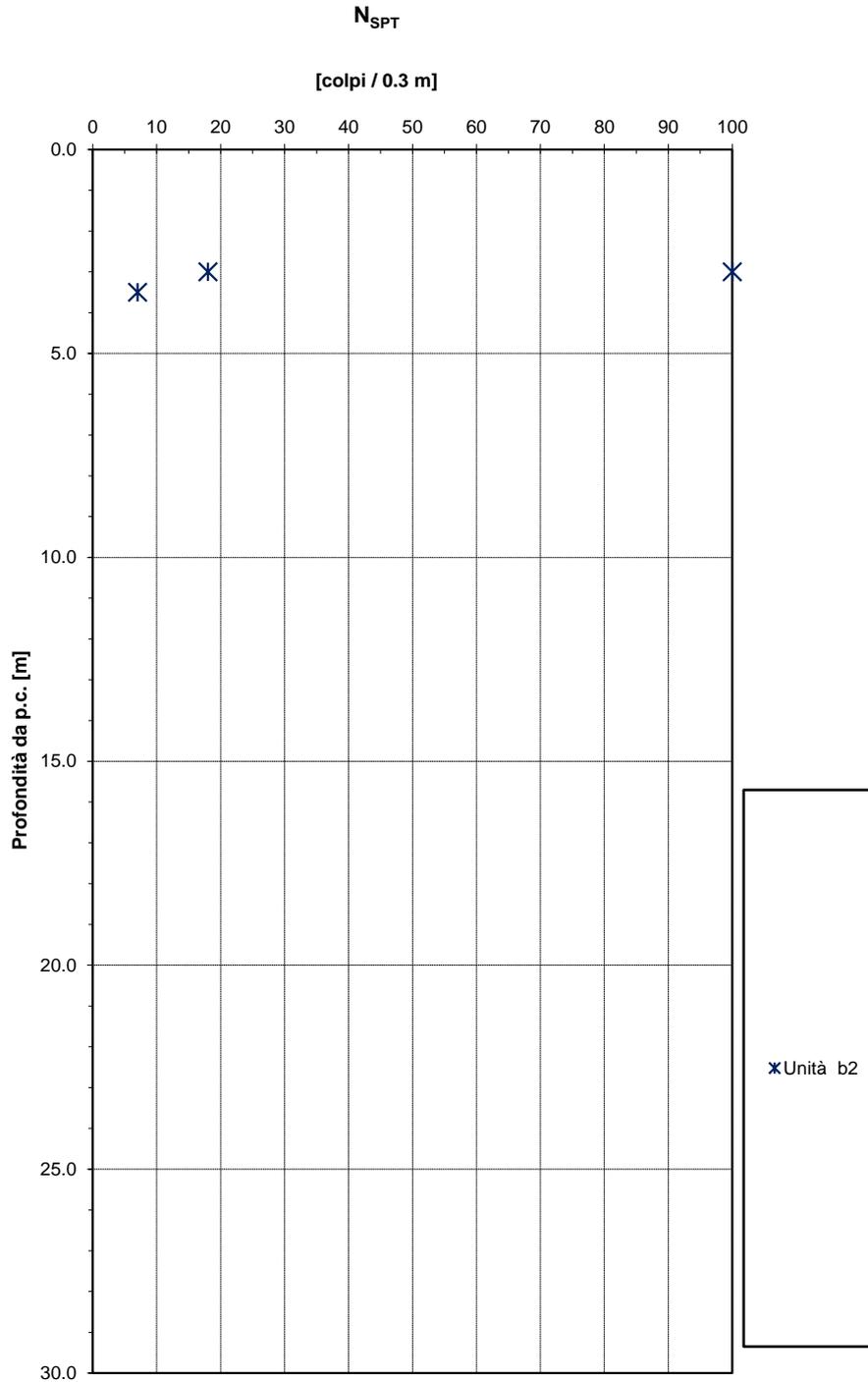


Fig. 4 – Valori di N<sub>SPT</sub> – Unità b2

Andamento della resistenza al taglio non drenata

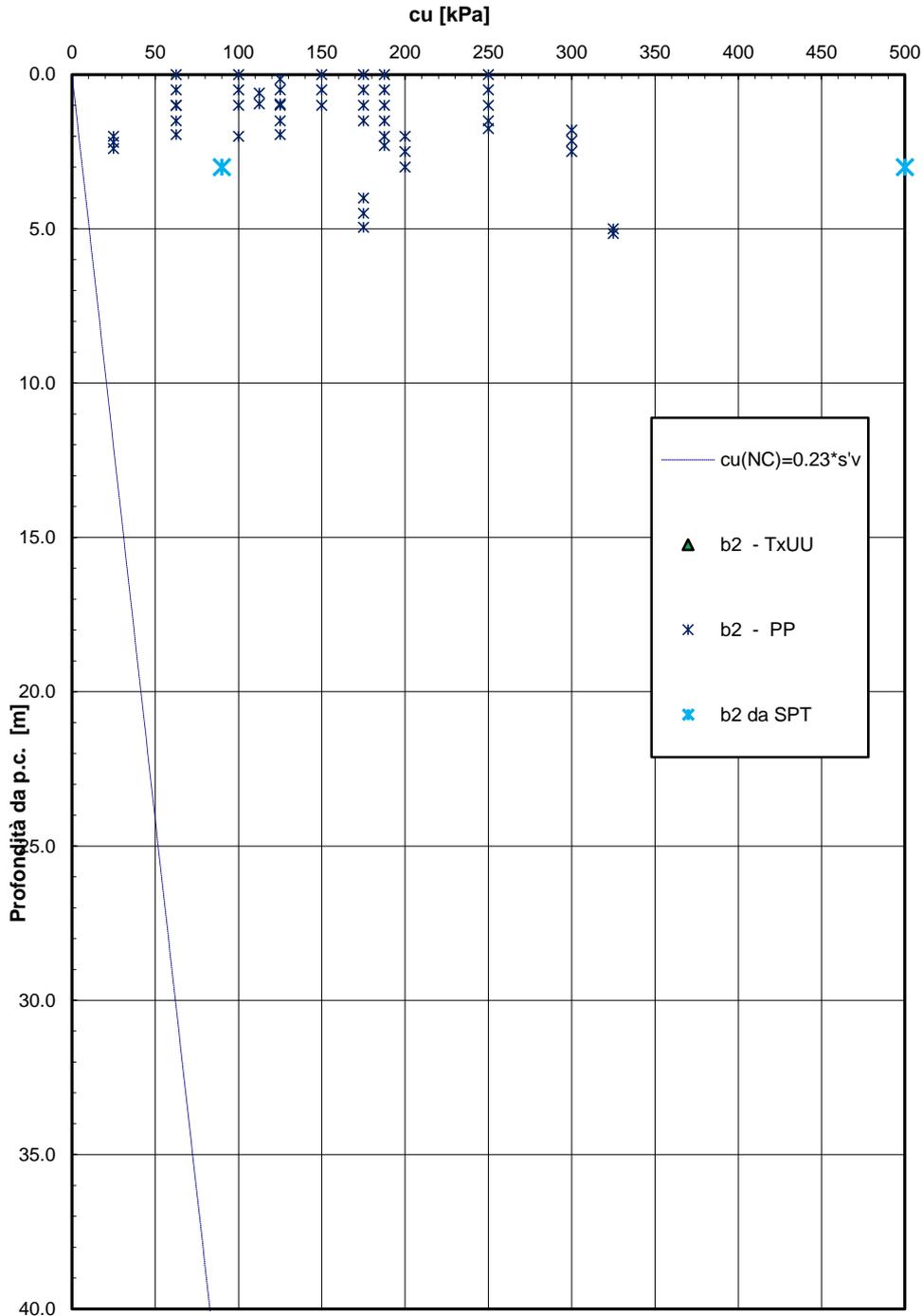


Fig. 5 - Resistenza al taglio non drenata (PP+SPT)- Unità b2

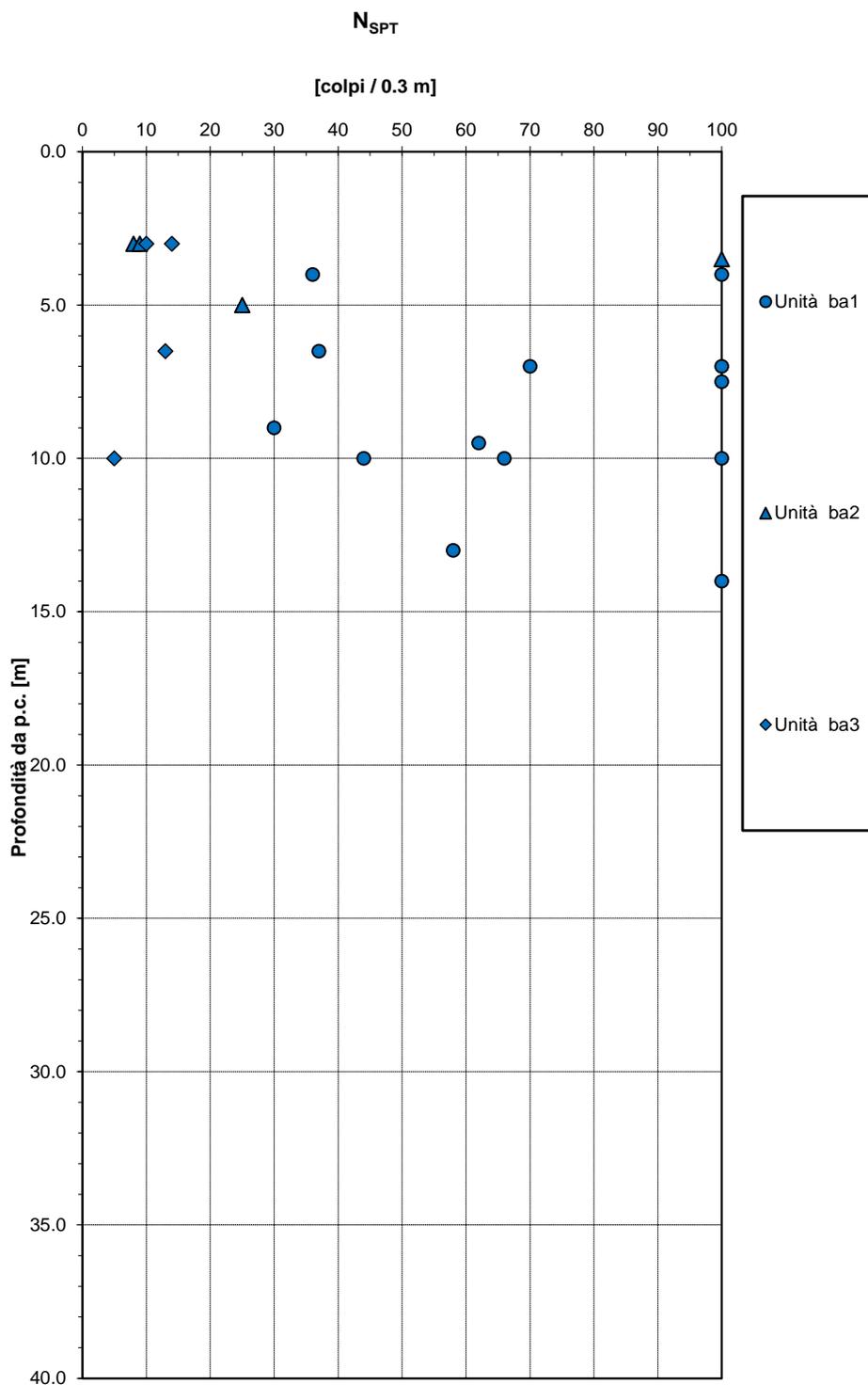


Fig. 6 – Valori di  $N_{SPT}$  – Unità ba1, ba2, ba3

Densità relativa da prove SPT

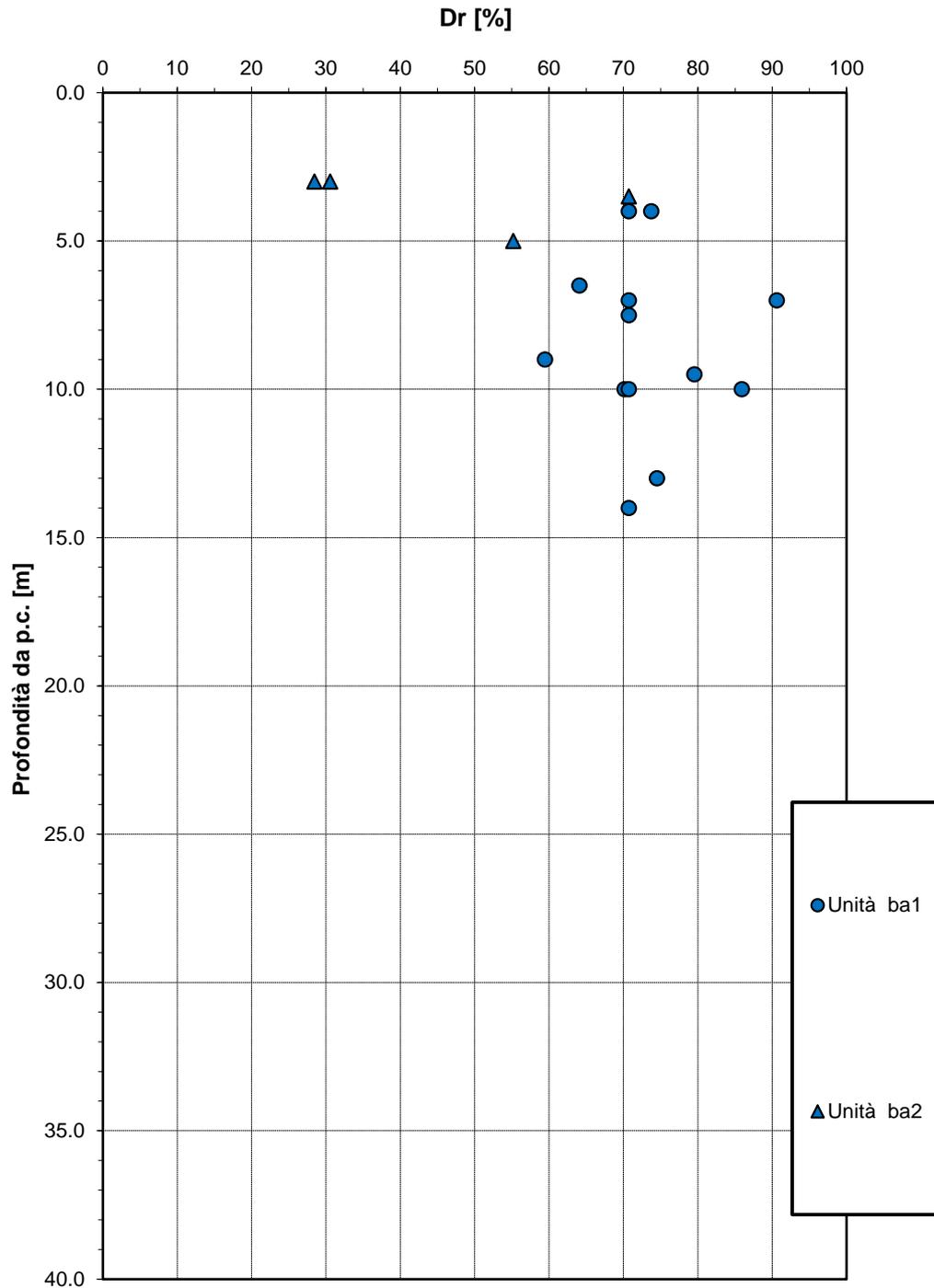


Fig. 7 – Densità relativa da prove SPT – Unità ba1, ba2

**Angolo di resistenza al taglio da prove SPT**

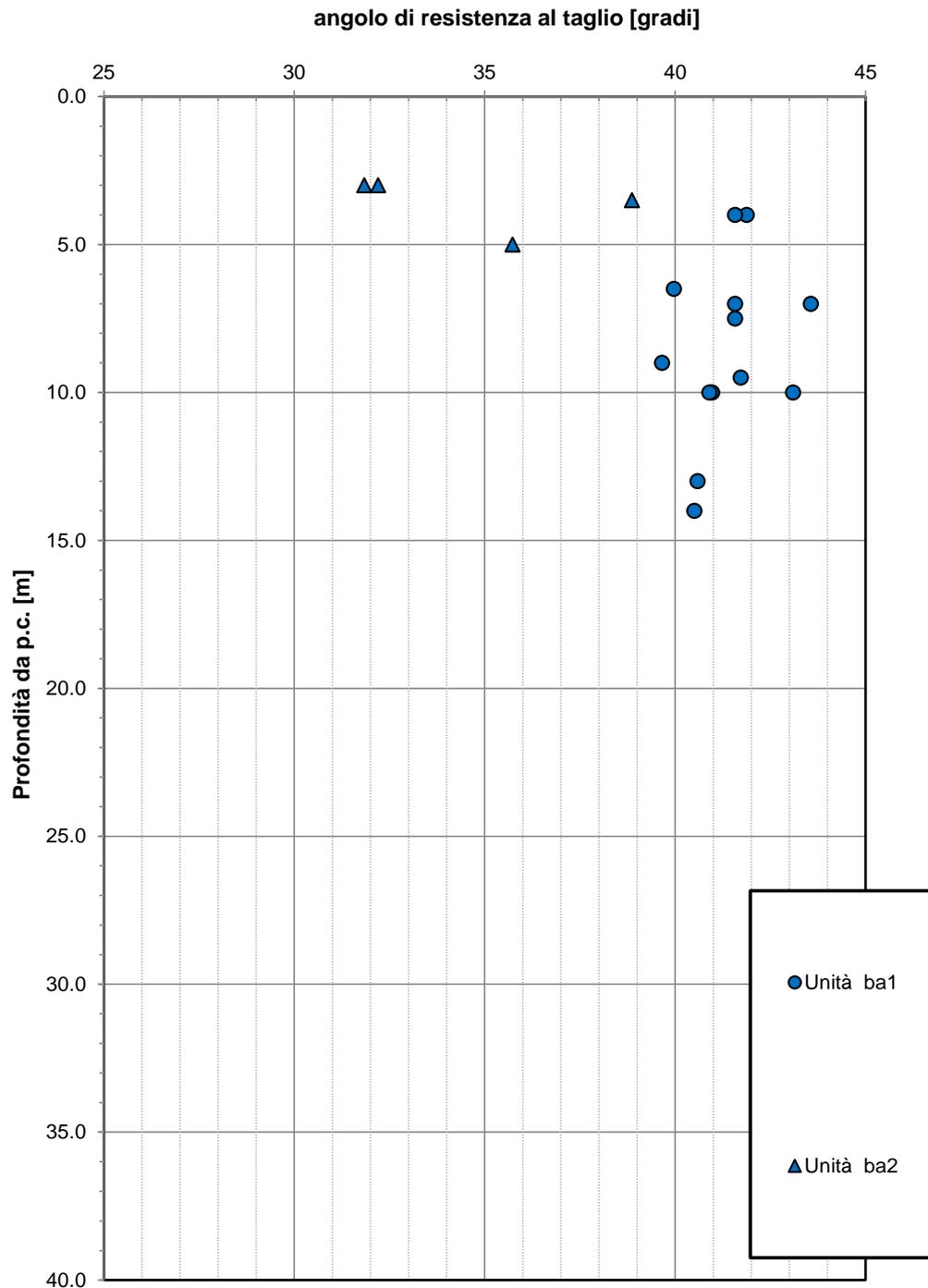


Fig. 8 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT – Unità ba1, ba2

**Correlazione  $N_{SPT}-\phi'$ , De Mello (1971)**

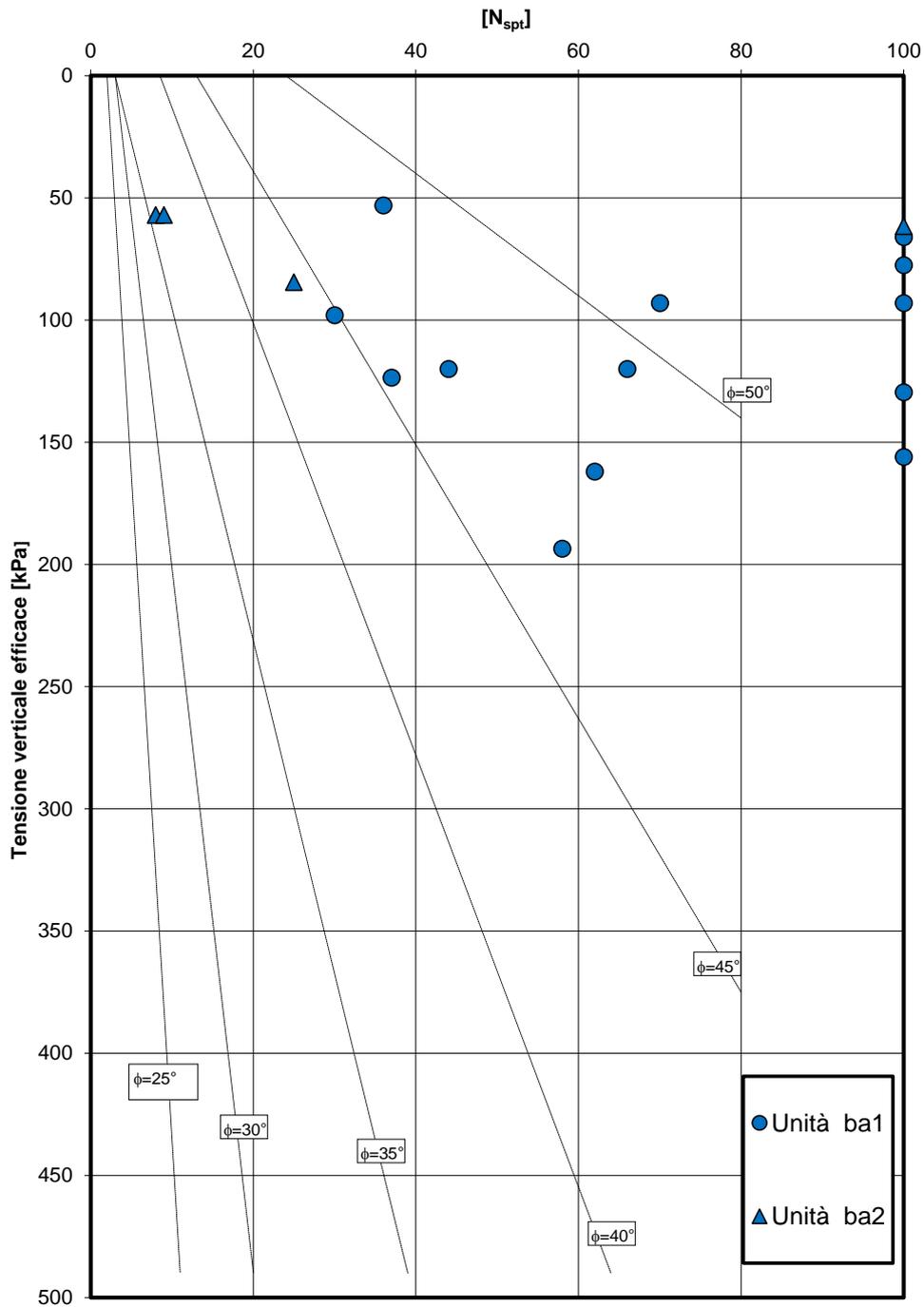


Fig. 9 – Correlazione  $N_{SPT}$  e  $\phi'$  (De Mello, 1971) – Unità ba1, ba2

**Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche**

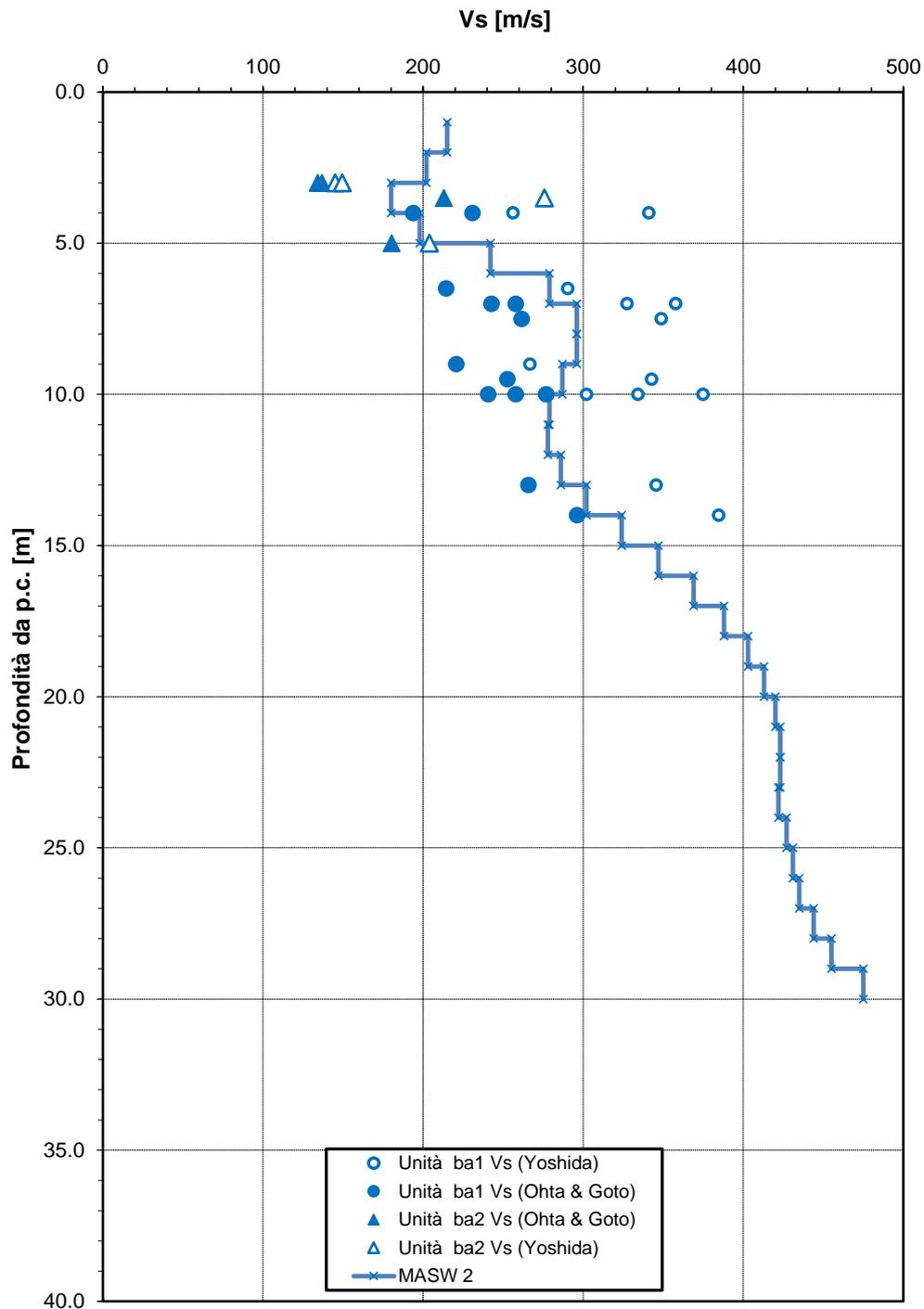


Fig. 10 – Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche – Unità ba1, ba2

Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche

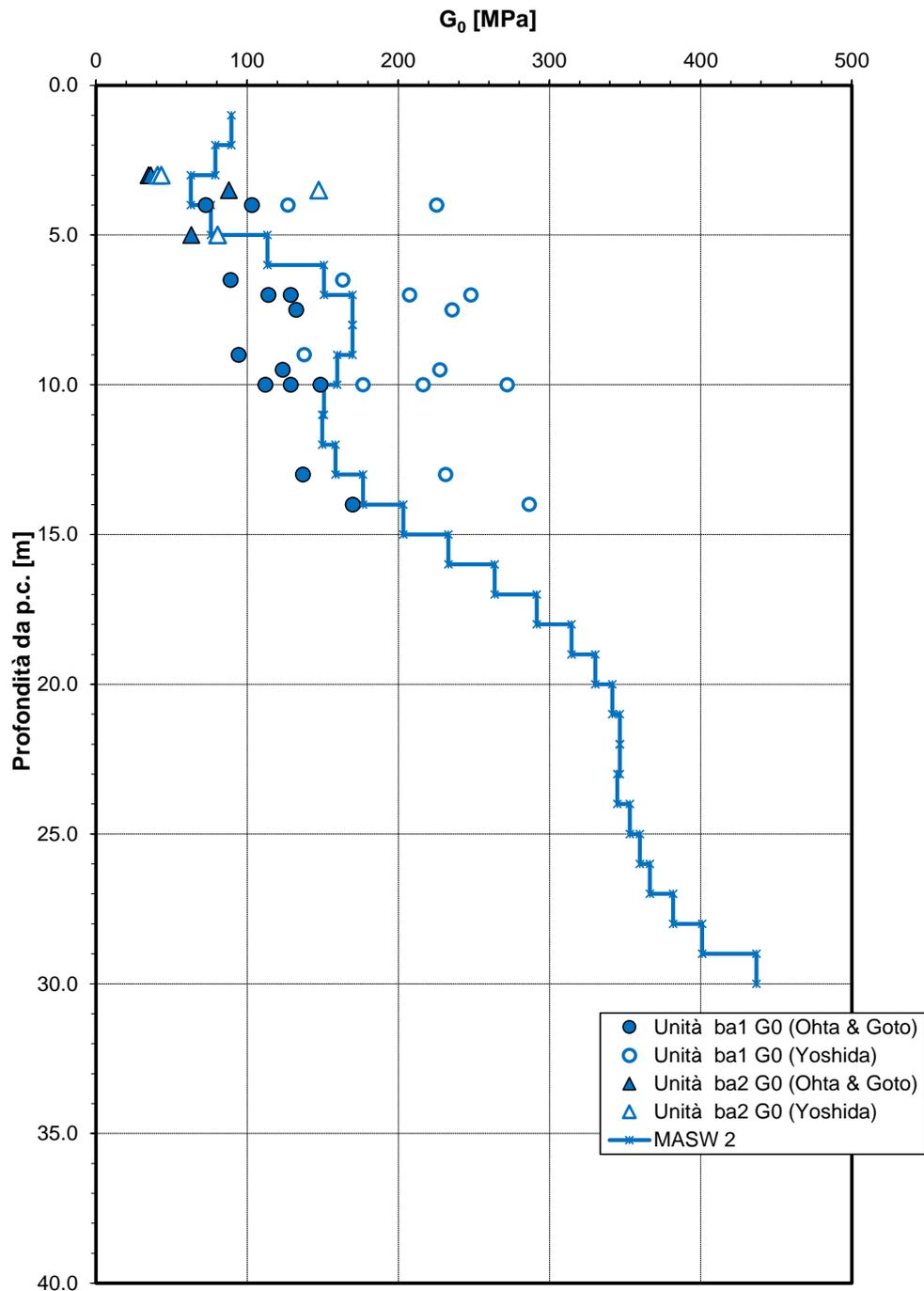


Fig. 11 – Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche – Unità ba1, ba2

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

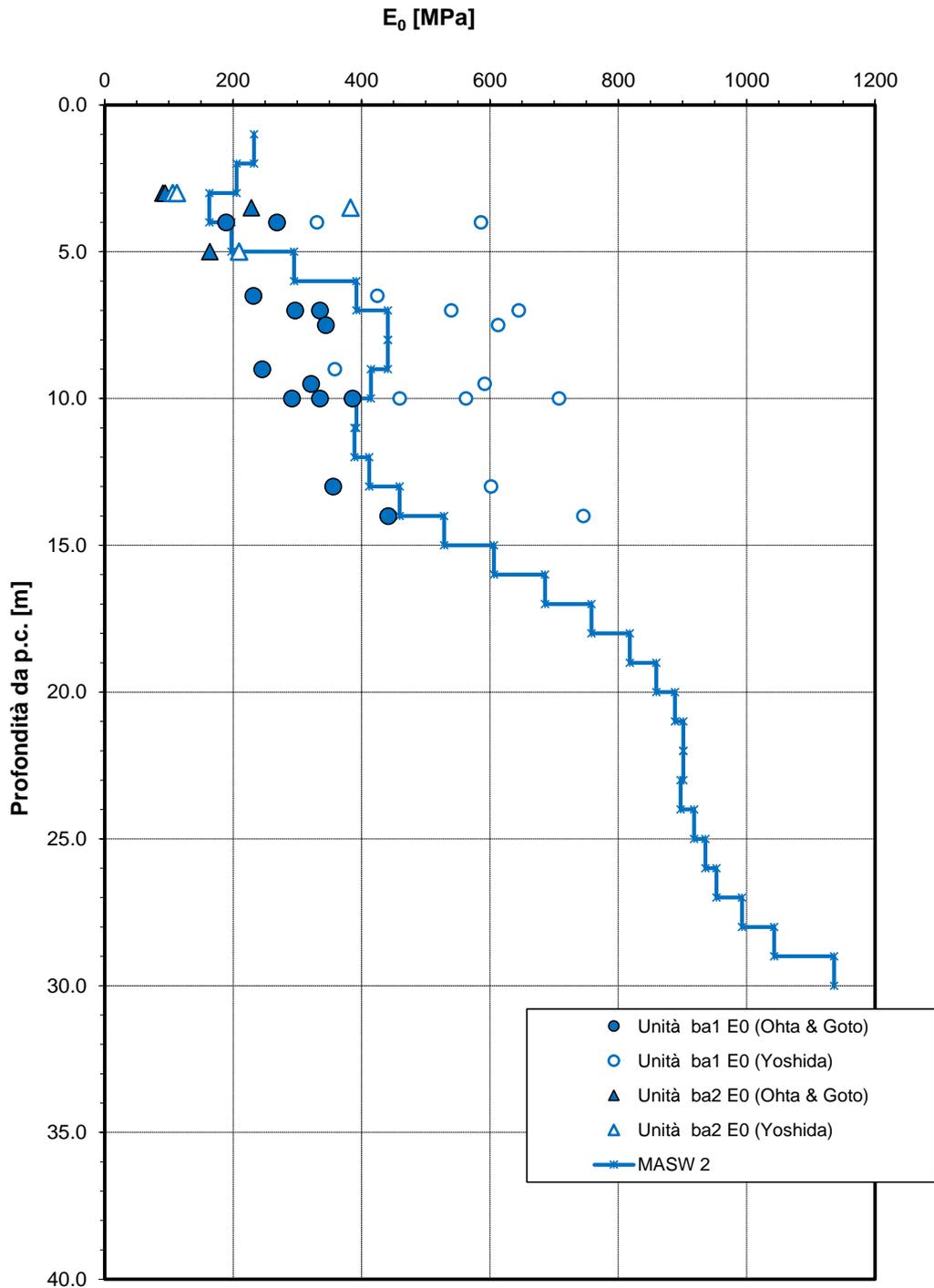


Fig. 12 – Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche – Unità ba1, ba2

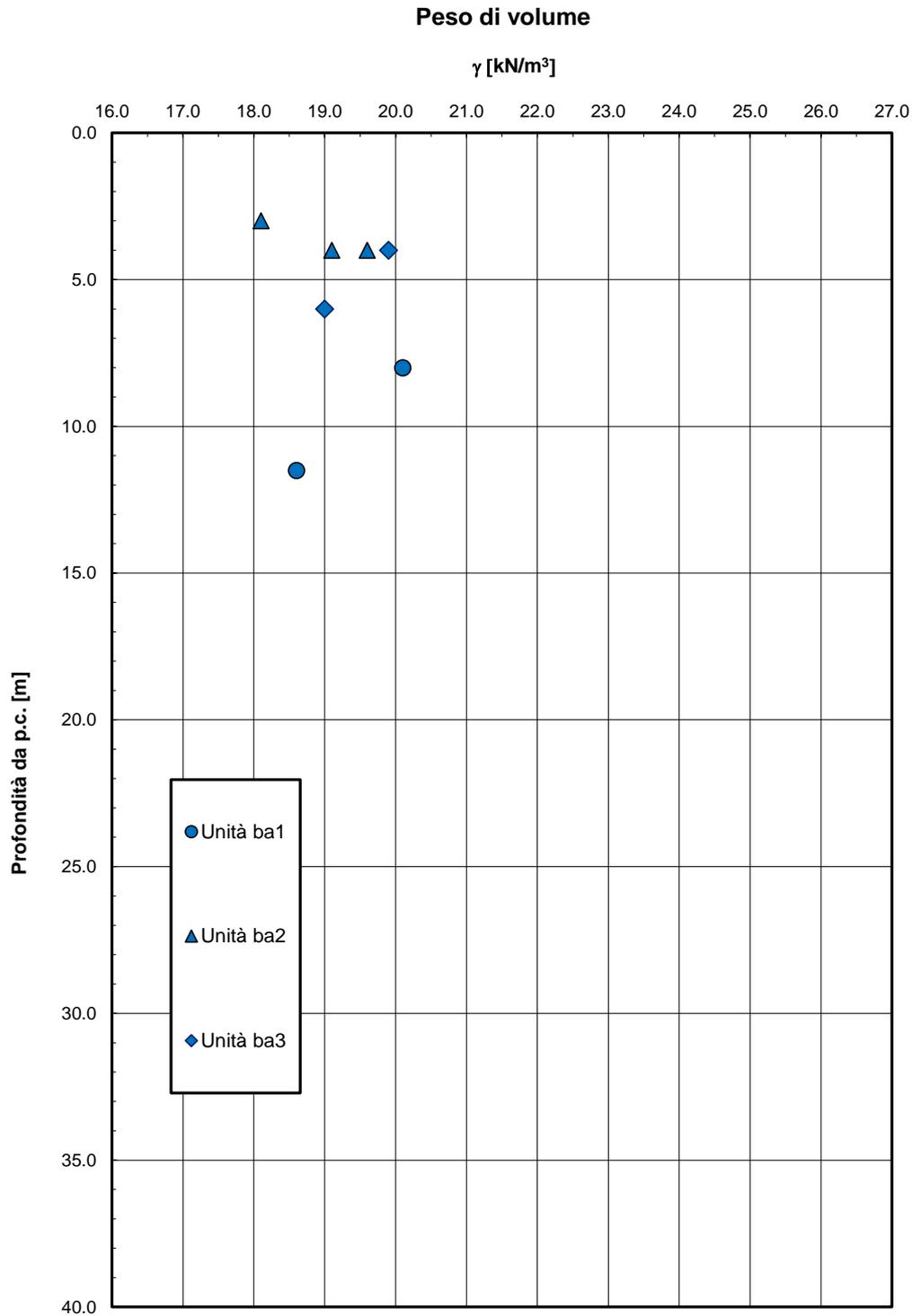


Fig. 13 – Peso di volume naturale – Unità ba1, ba2, ba3

Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio

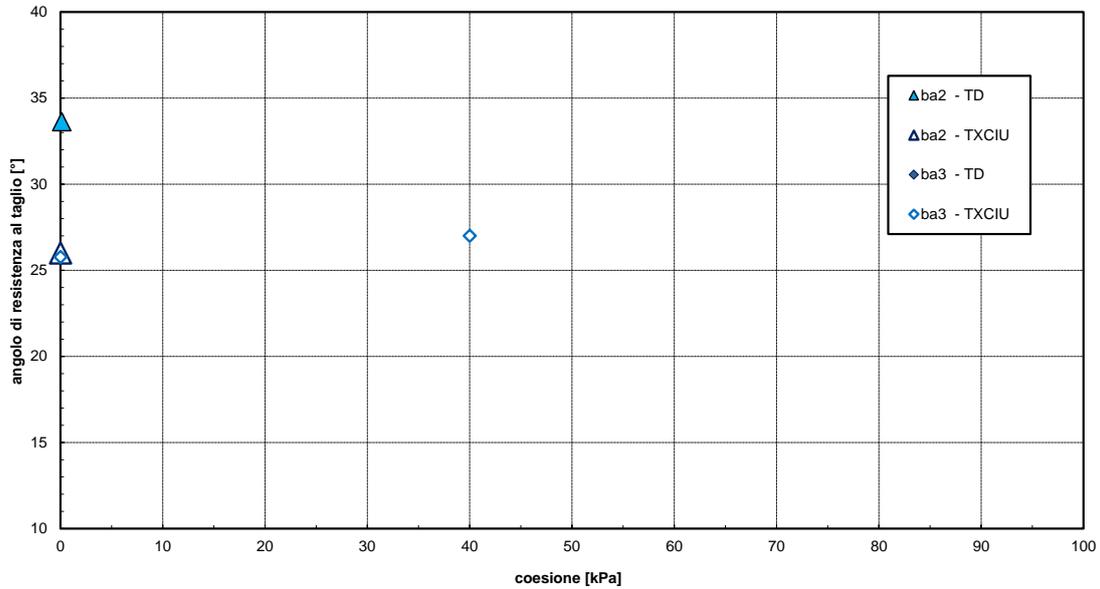


Fig. 14 - Andamento della coesione e dell'angolo di esistenza al taglio – Unità ba2, ba3 (solo sub-lotto 1)

Carta di Plasticità di Casagrande

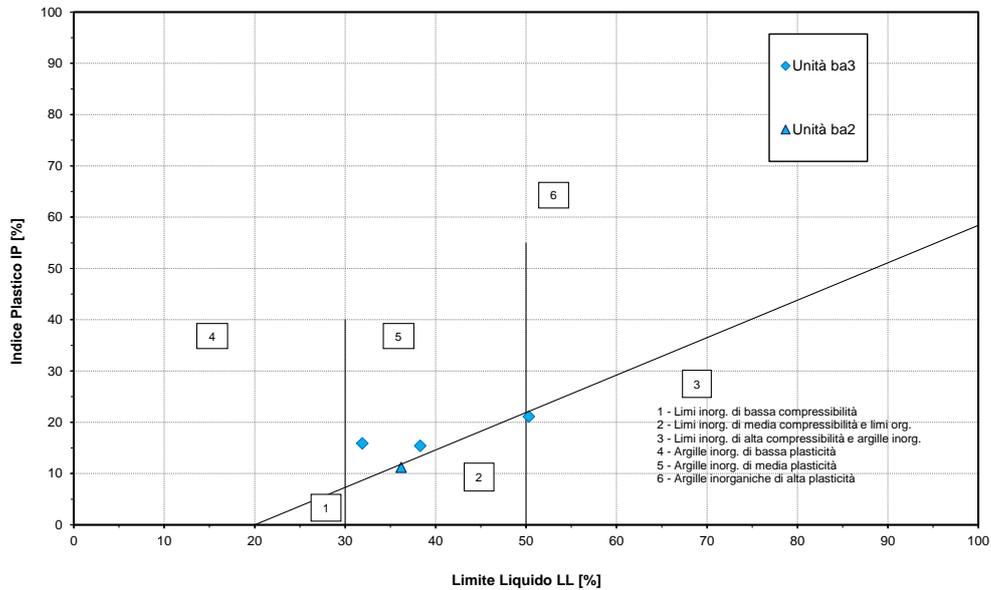


Fig. 15 – Carta di Plasticità di Casagrande – Unità ba2, ba3

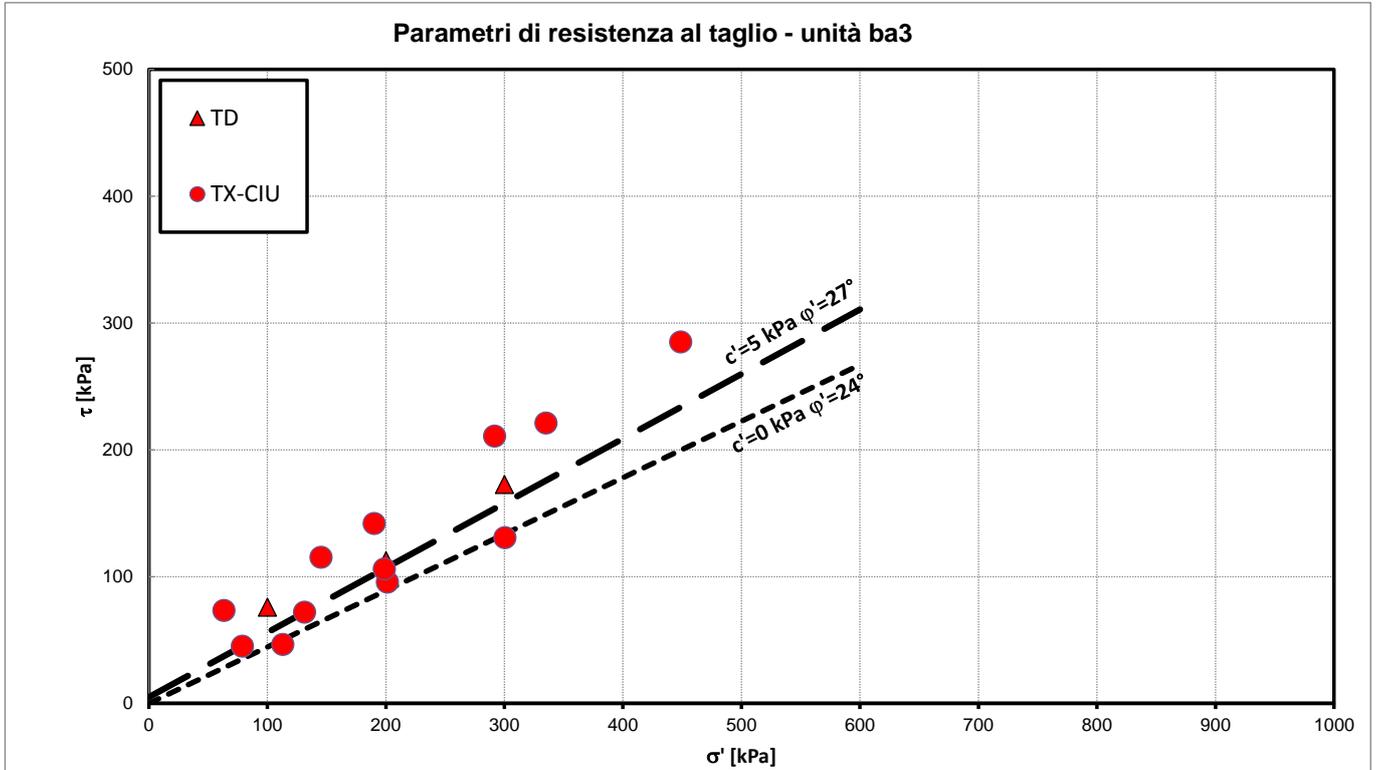


Fig. 16 - Parametri di resistenza in condizioni drenate - Unità ba3 (intero lotto II: Frasso-Vitulano)

*Limiti di Atterberg e contenuto naturale d'acqua*

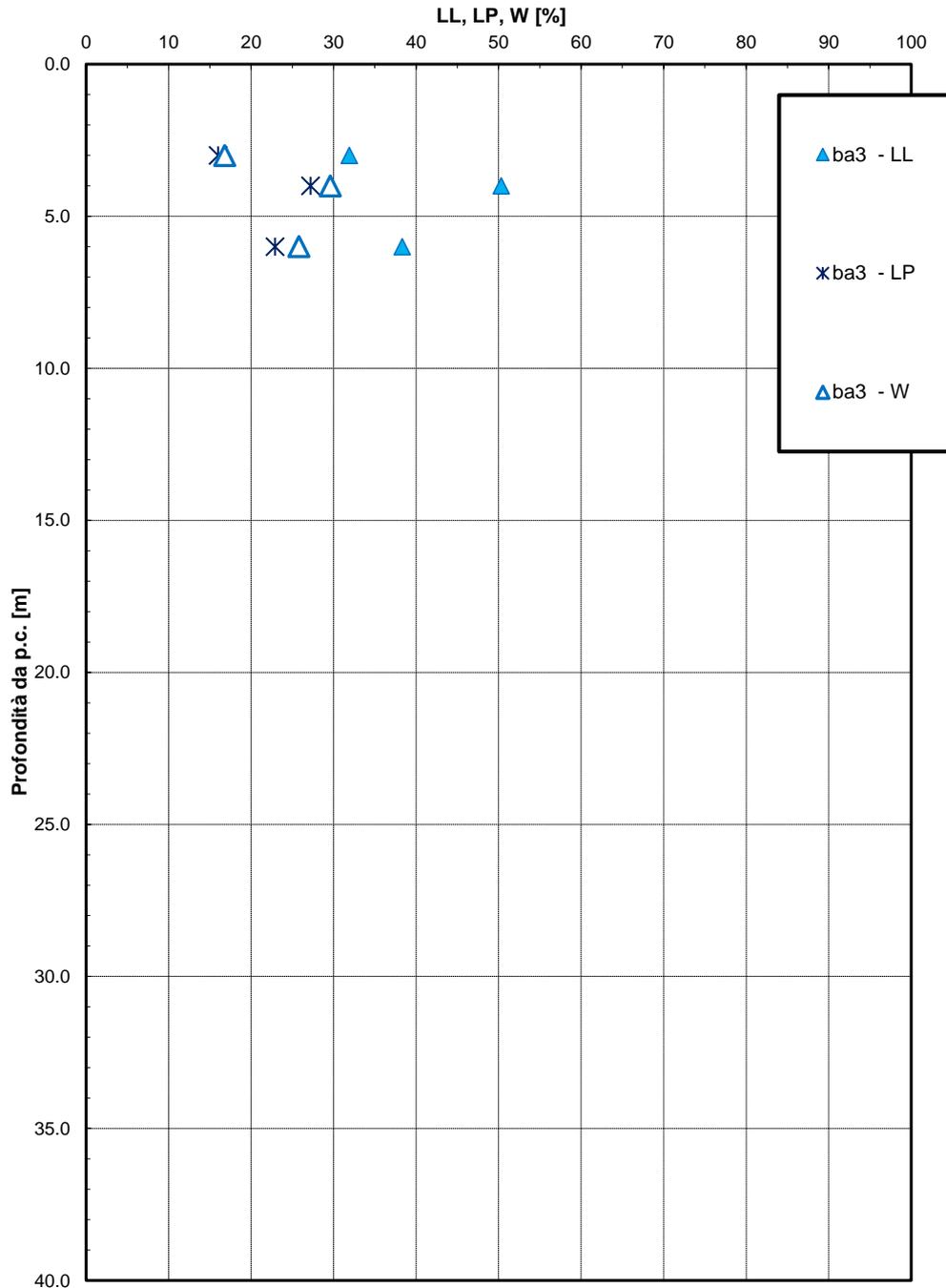


Fig. 17 – Limiti di consistenza – Unità ba3

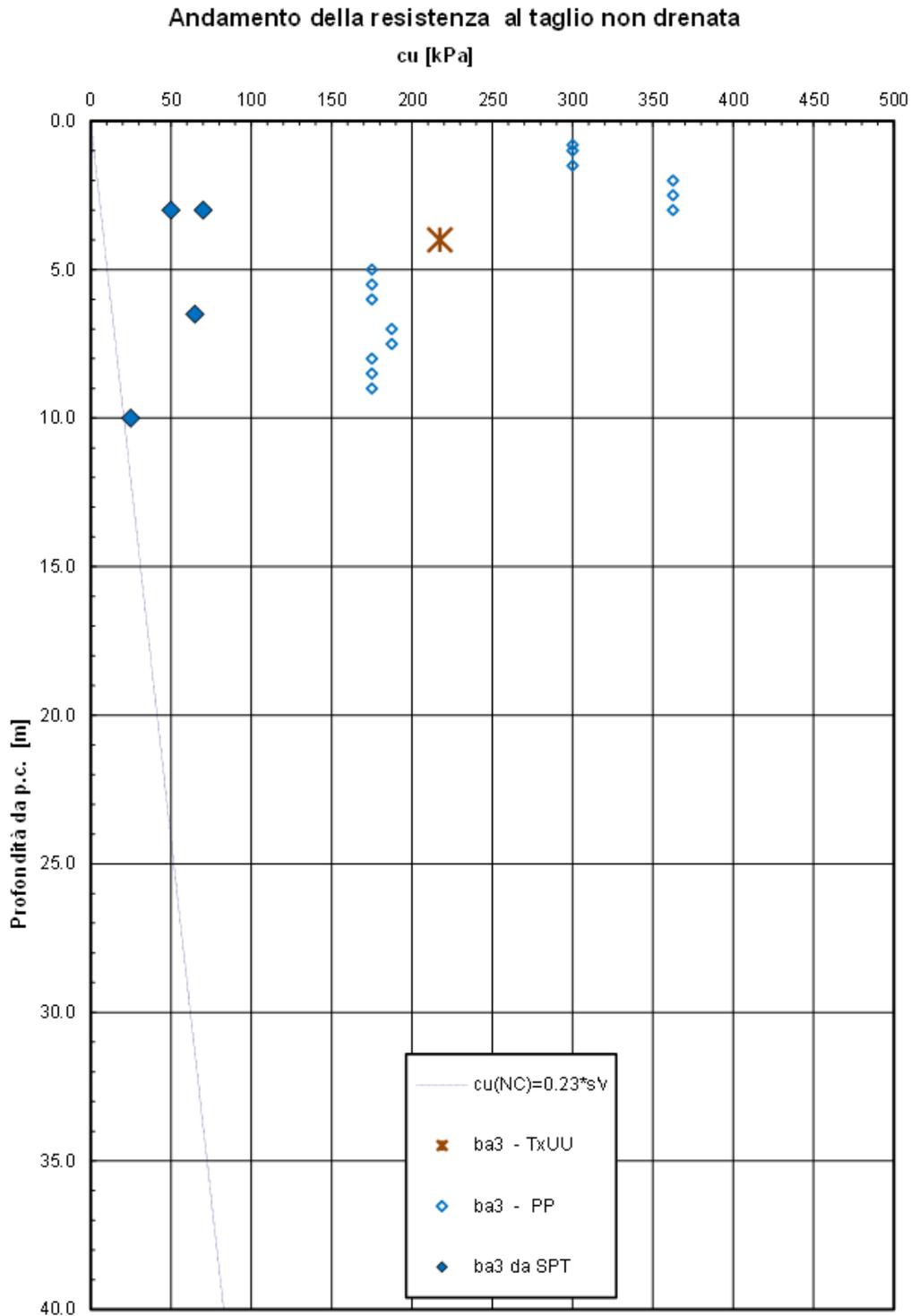


Fig. 18 - Resistenza al taglio non drenata (laboratorio+PP+SPT)- Unità ba3

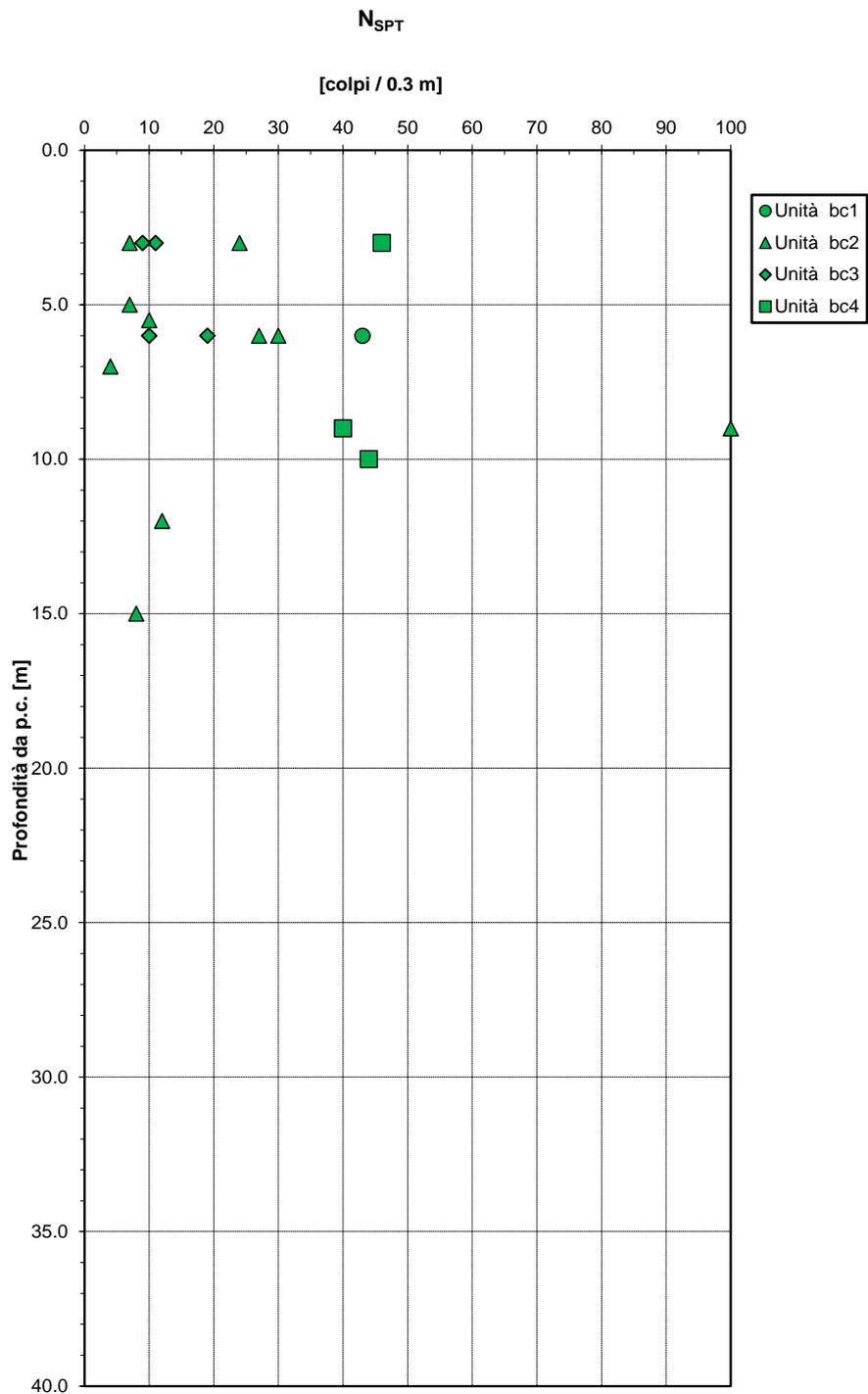


Fig. 19 – Valori di  $N_{SPT}$  – Unità bc1, bc2, bc3, bc4

Densità relativa da prove SPT

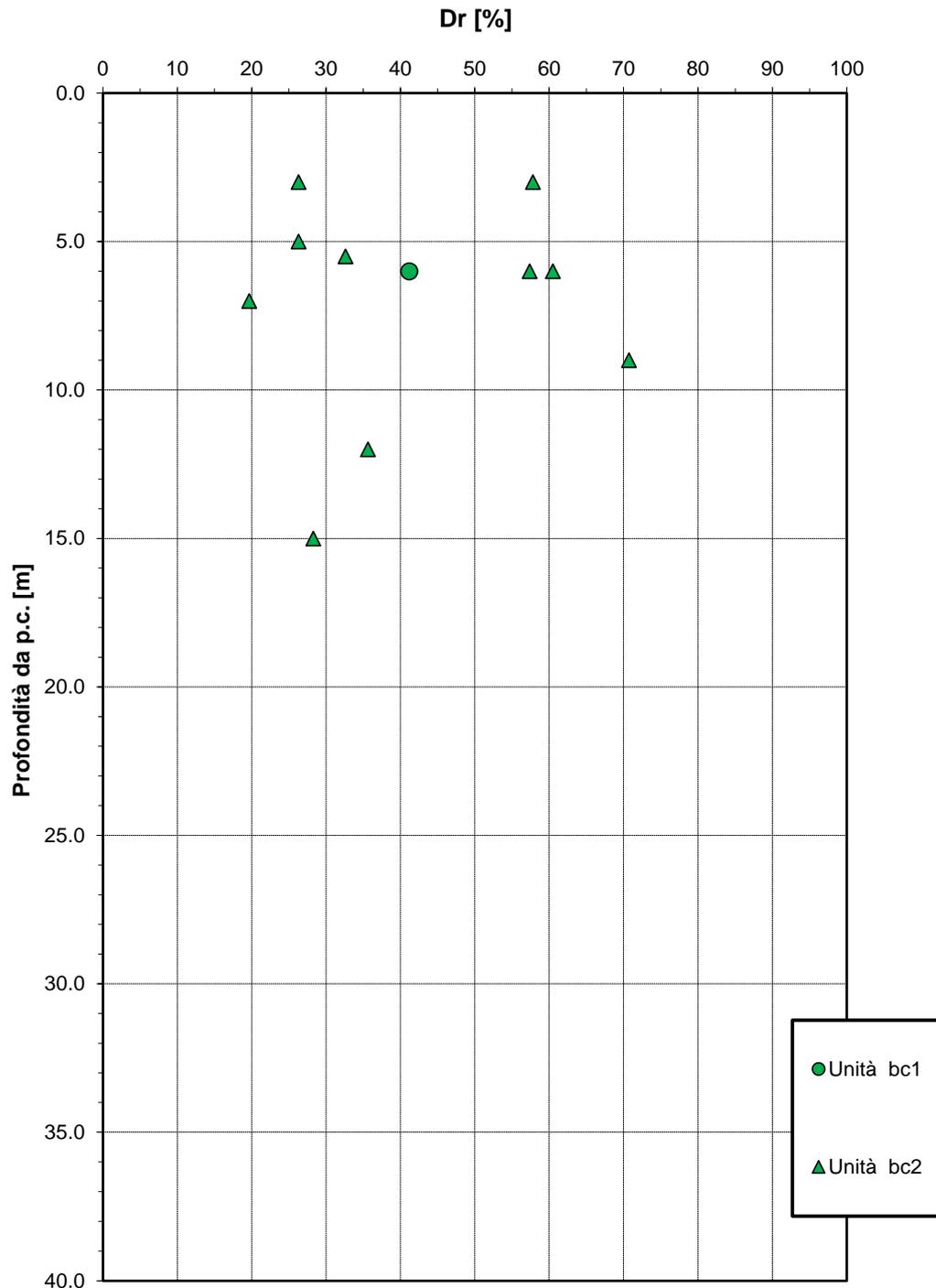


Fig. 20 - Densità relativa da prove SPT - Unità bc1, bc2

**Angolo di resistenza al taglio da prove SPT**

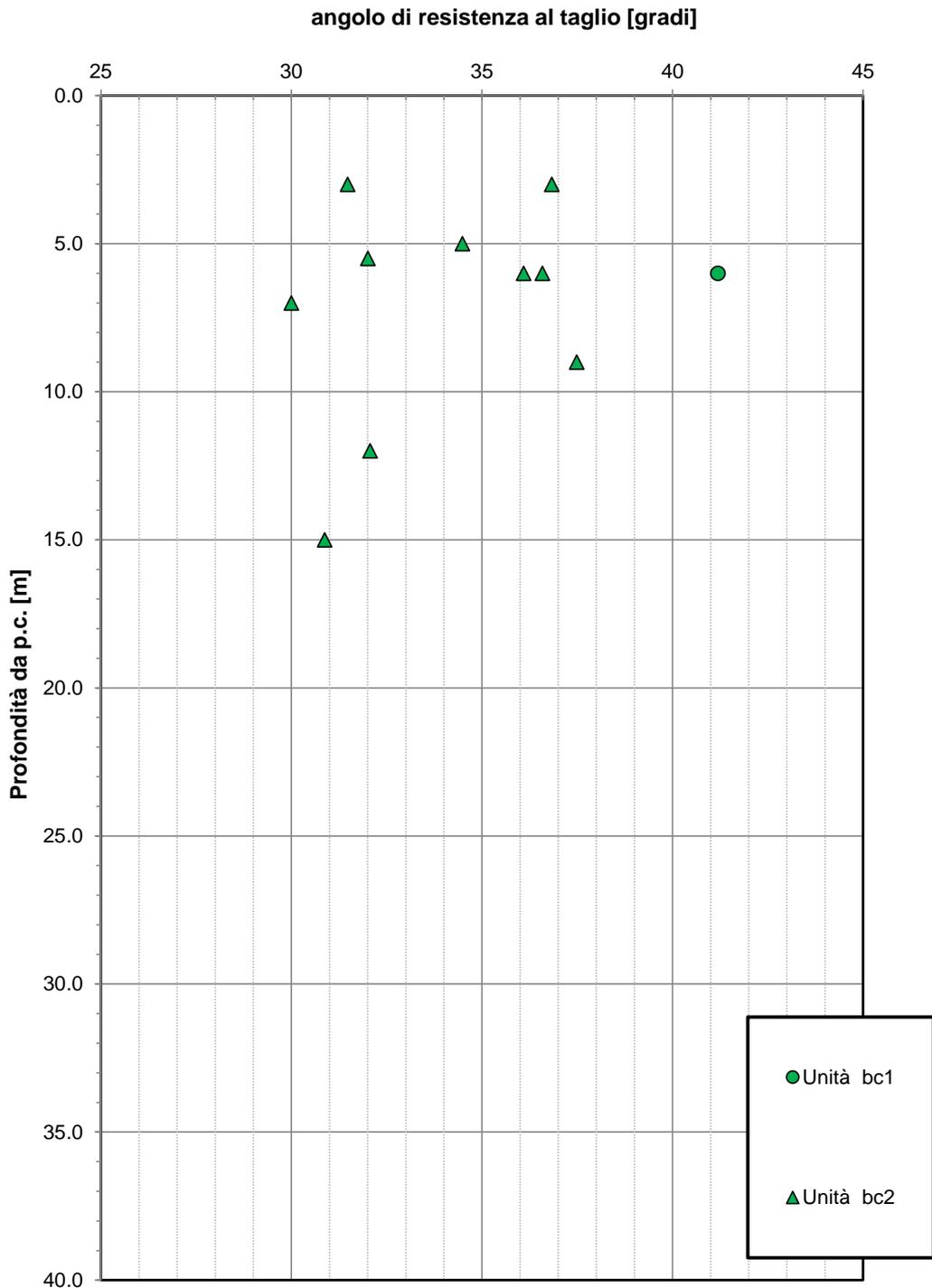


Fig. 21 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT – Unità bc1, bc2

**Correlazione  $N_{SPT}-\phi'$ , De Mello (1971)**

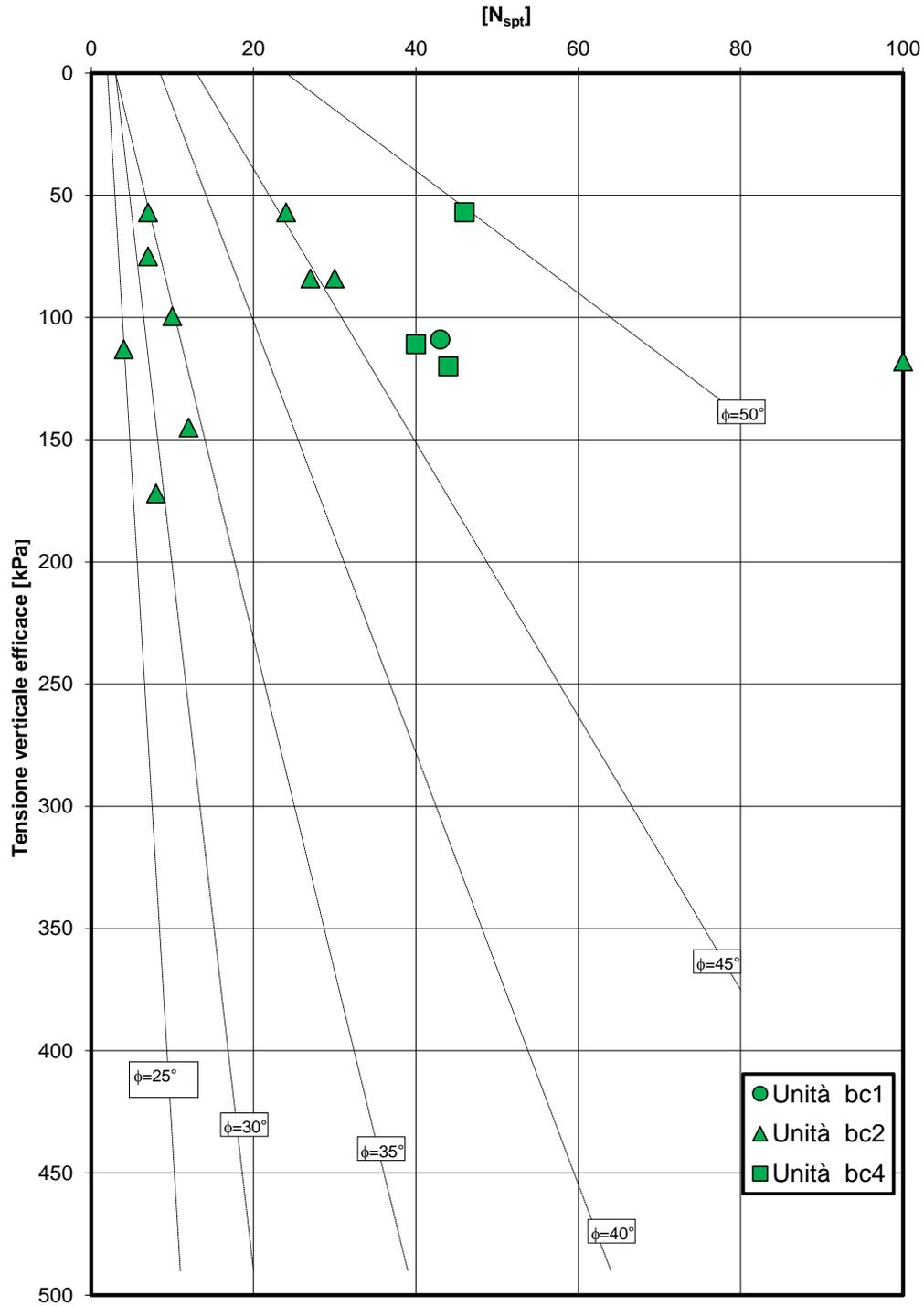


Fig. 22 - Correlazione  $N_{SPT}$  e  $\phi'$  (De Mello, 1971) - Unità bc1, bc2, bc4

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

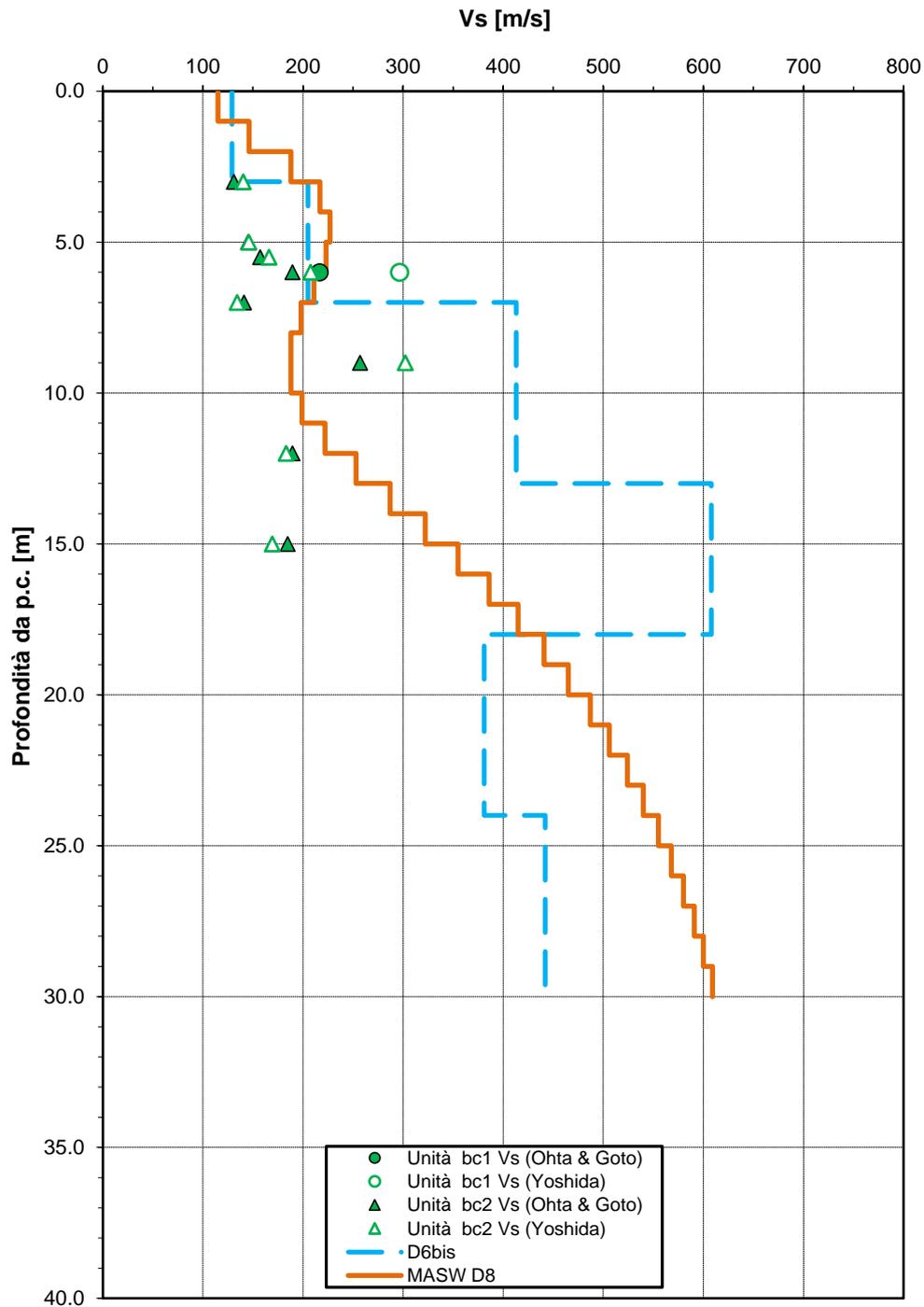


Fig. 23 – Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche – Unità bc1, bc2

Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche

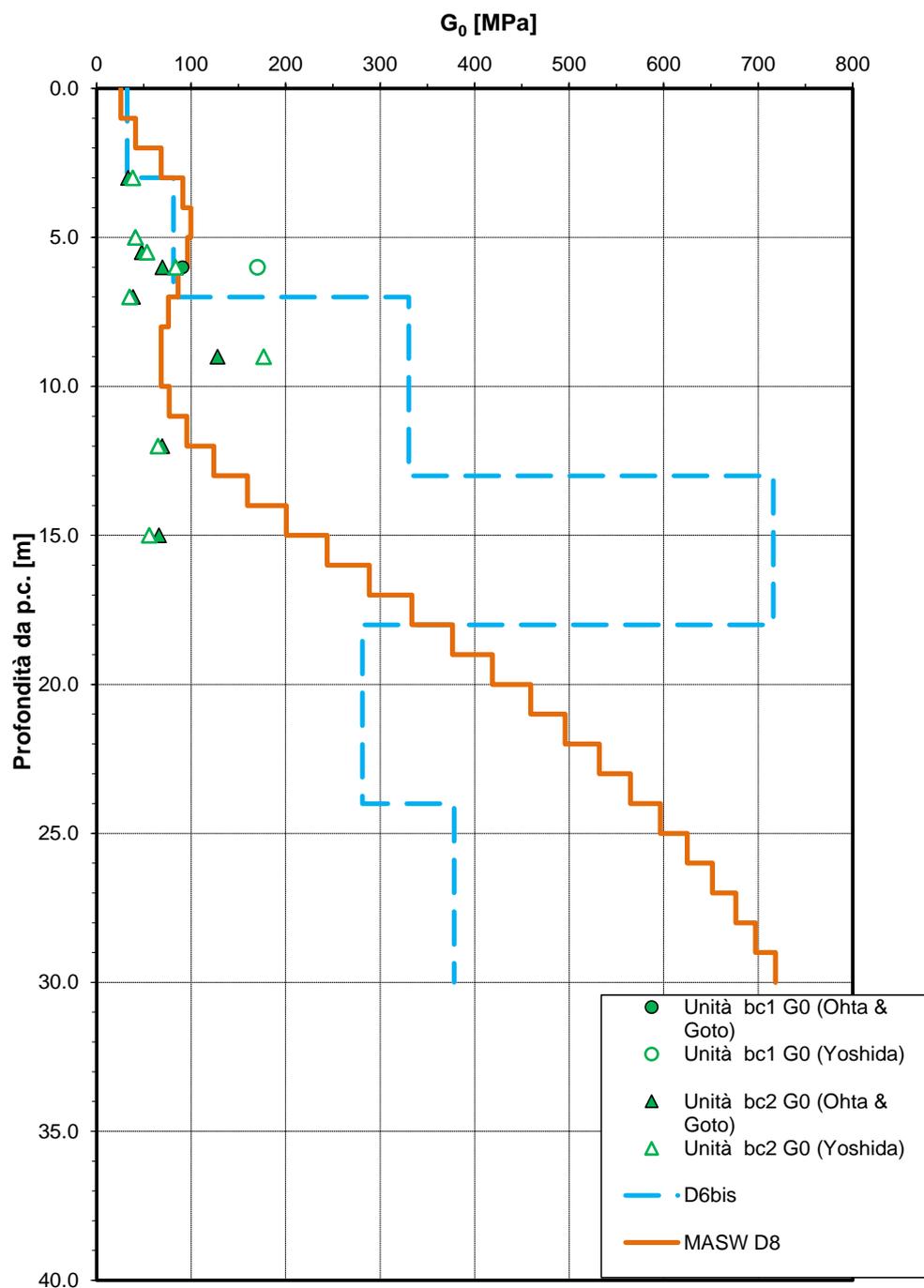


Fig. 24 – Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche – Unità bc1, bc2

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

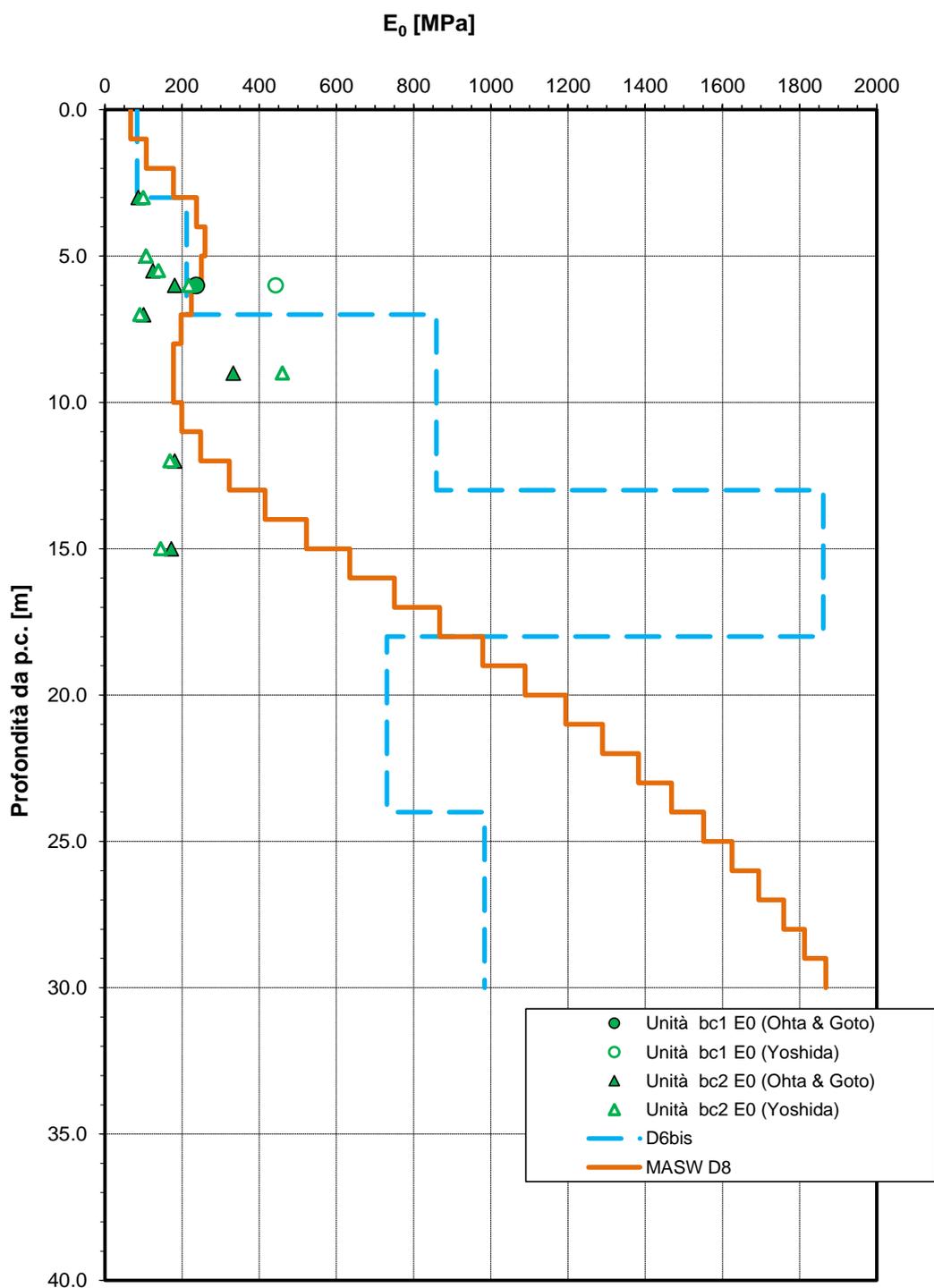


Fig. 25 – Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche – Unità bc1, bc2

Andamento della resistenza al taglio non drenata

cu [kPa]

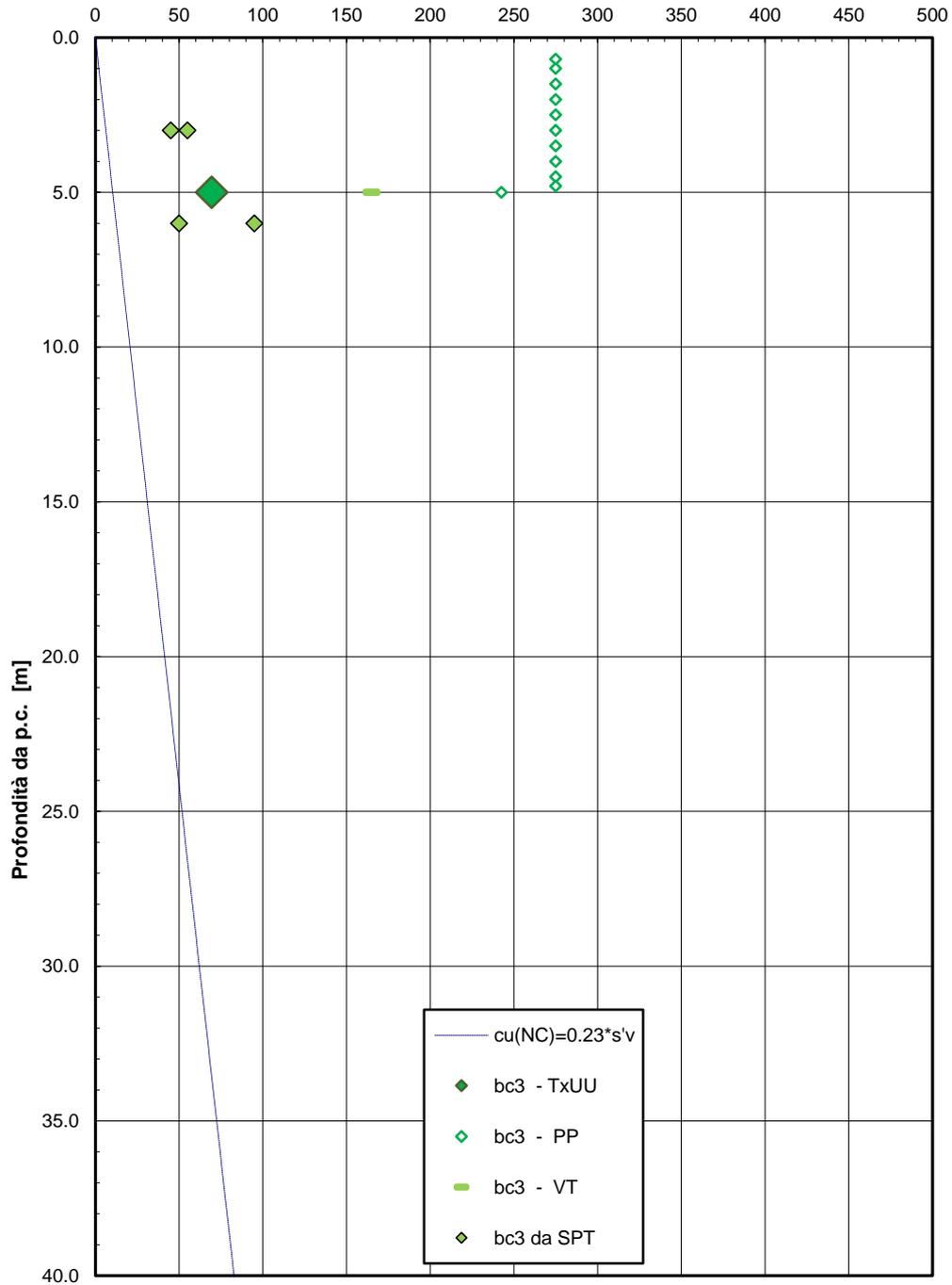


Fig. 26 - Resistenza al taglio non drenata (laboratorio+VT+PP+SPT)- Unità bc3

Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio

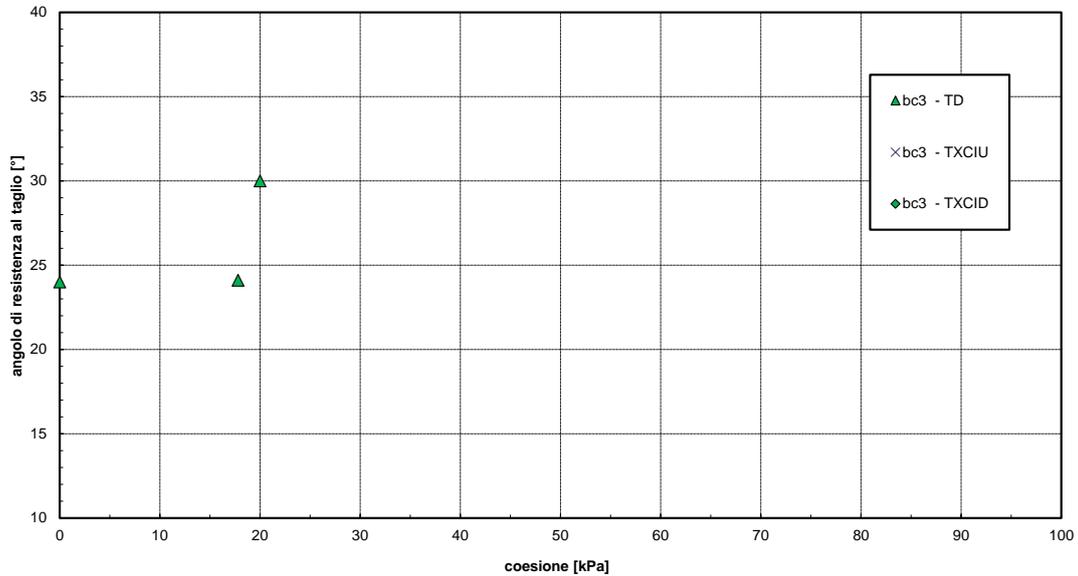


Fig. 27 - Andamento della coesione e dell'angolo di esistenza al taglio – Unità bc3 (solo prove sub lotto 1)

Carta di Plasticità di Casagrande

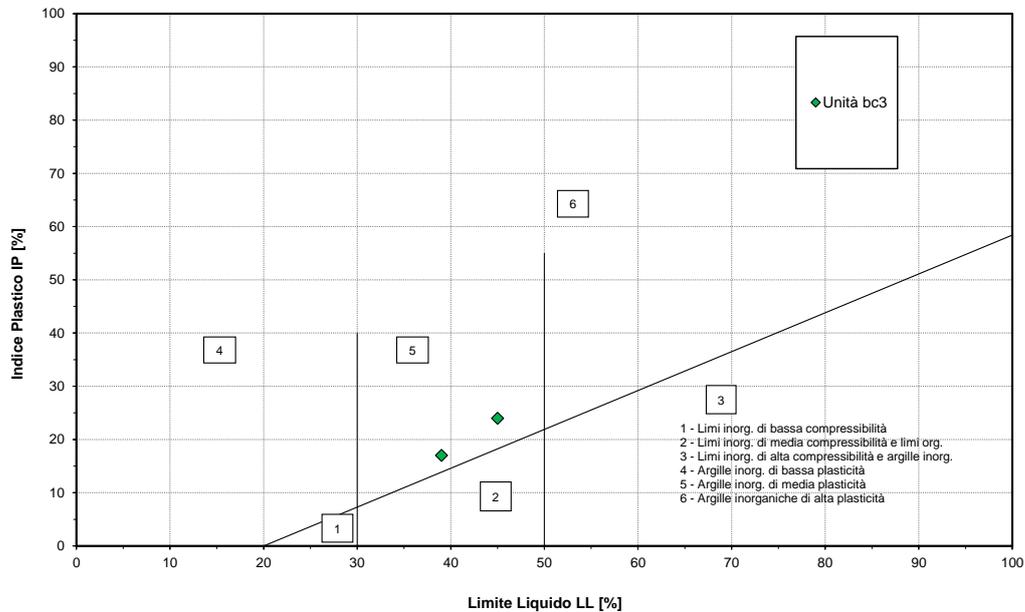


Fig. 28 – Carta di plasticità di Casagrande – Unità bc3

*Limiti di Atterberg e contenuto naturale d'acqua*

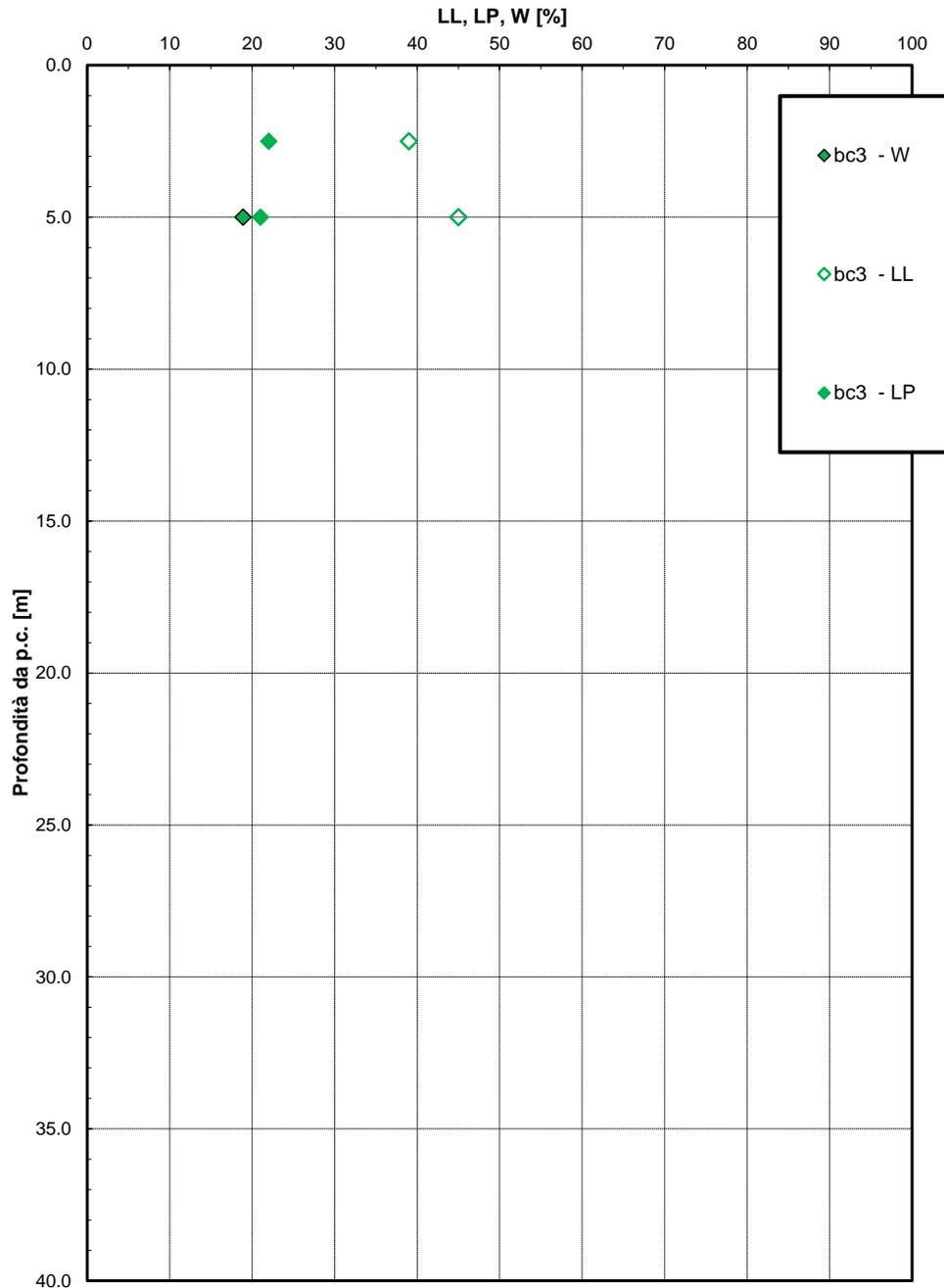


Fig. 29 – Limiti di consistenza – Unità bc3

### Parametri di resistenza al taglio - bc3

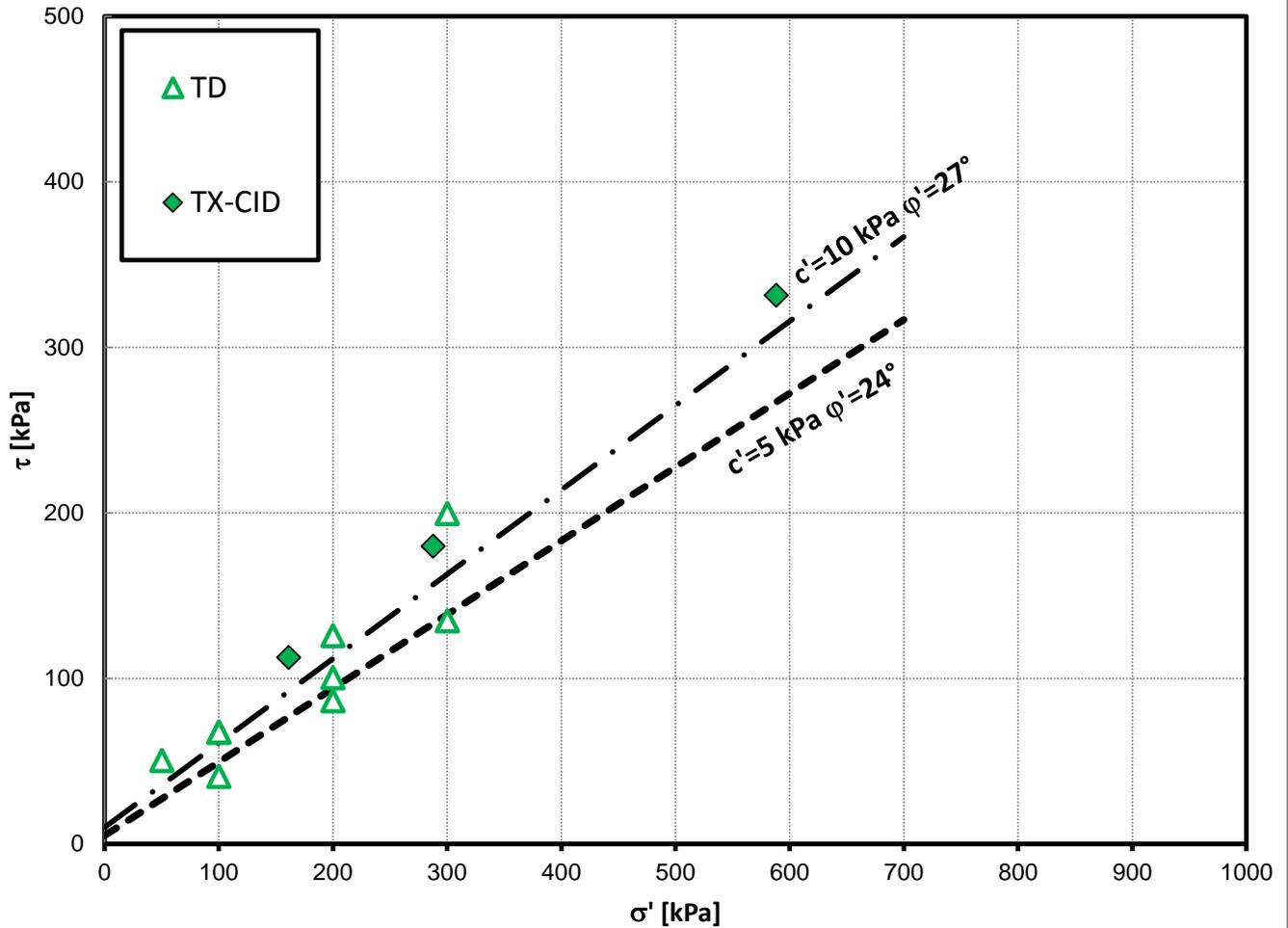


Fig. 30 – Parametri di resistenza al taglio – Unità bc3 (tutte le prove del II lotto funzionale Frasso-Vitulano)

**Angolo di resistenza al taglio da prove SPT**

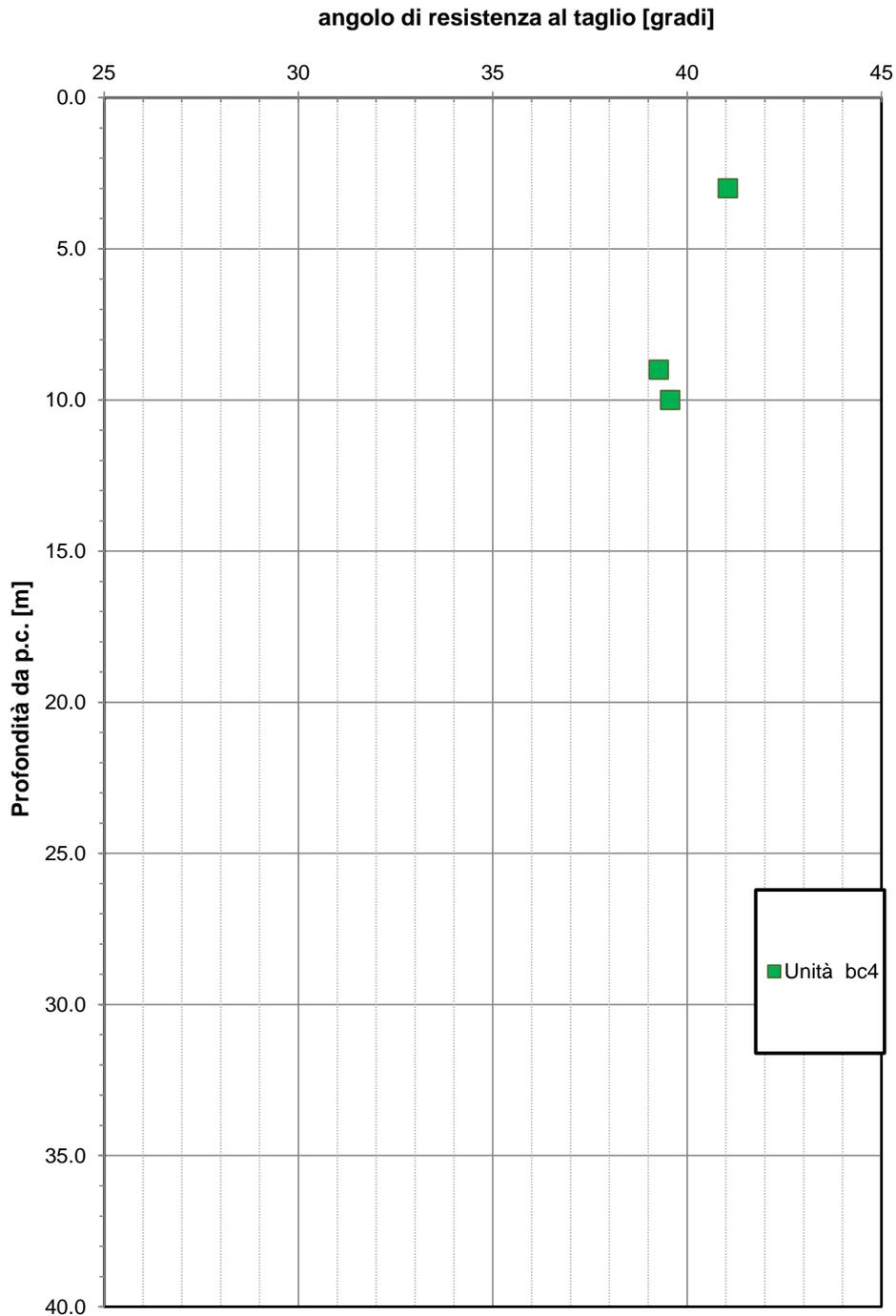


Fig. 31 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT - Unità bc4

**Velocità delle onde di taglio da prove SPT**

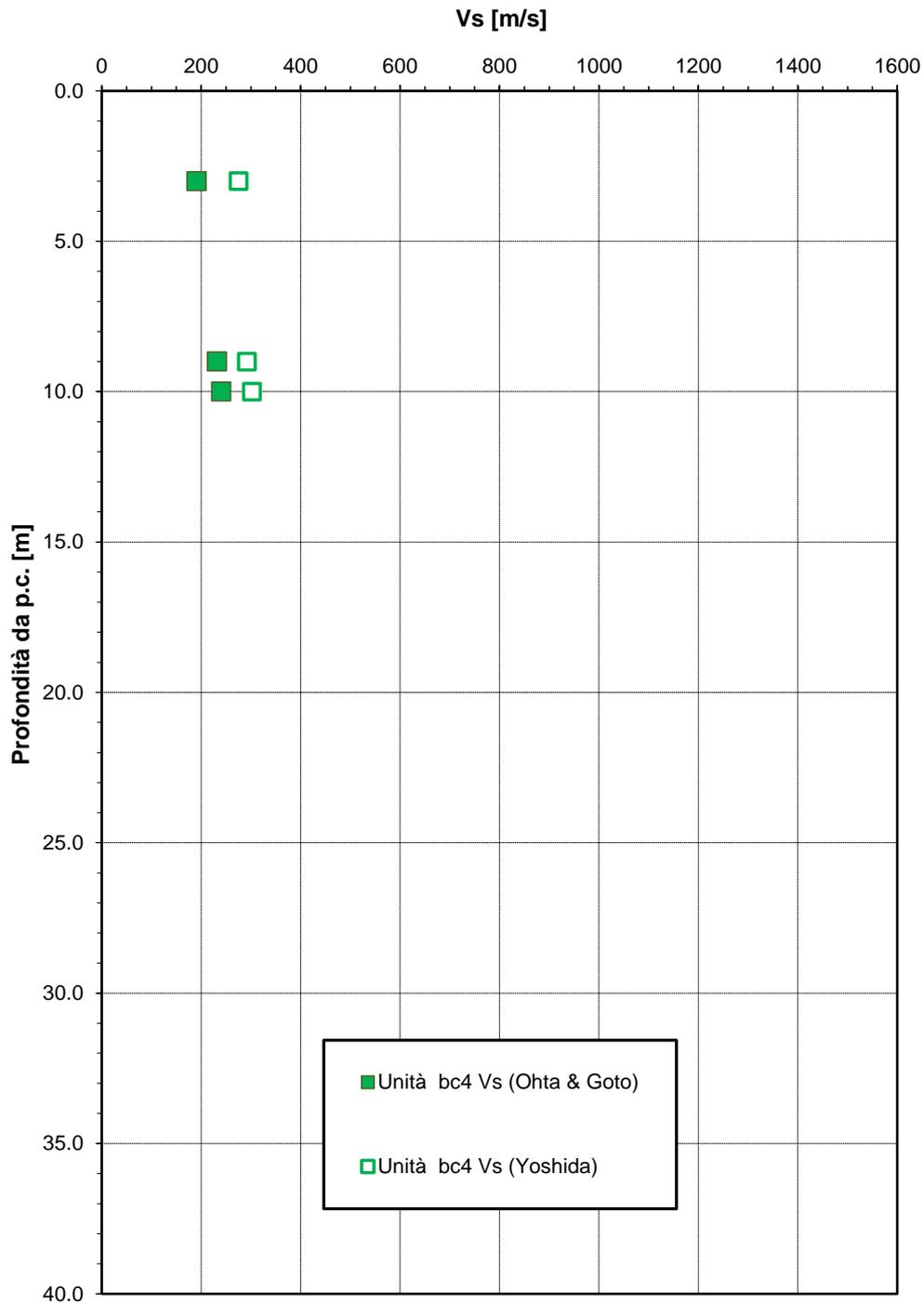


Fig. 32 – Velocità delle onde di taglio da prove SPT – Unità bc4

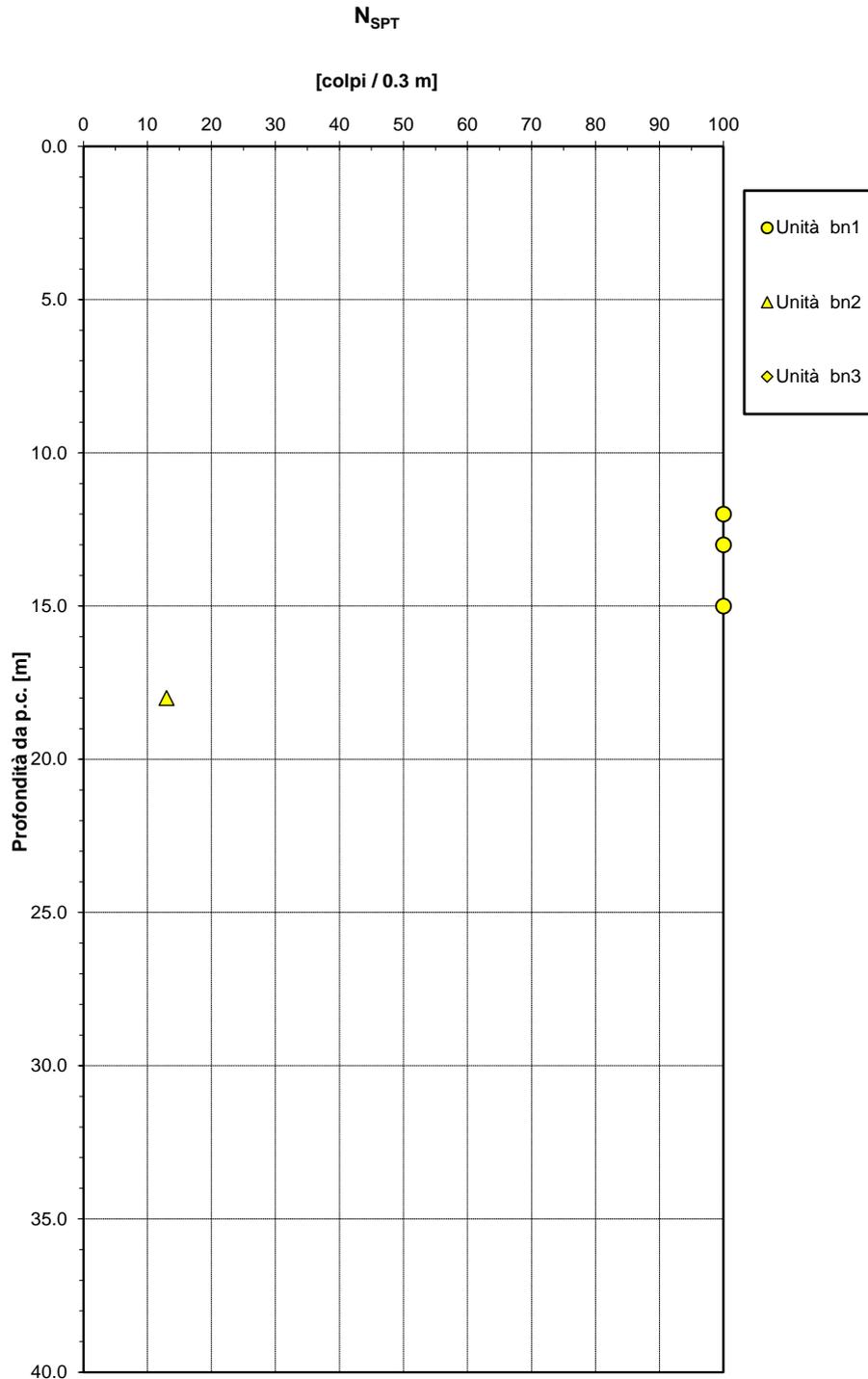


Fig. 33 – Valori di  $N_{SPT}$  – Unità bn1, bn2, bn3

Densità relativa da prove SPT

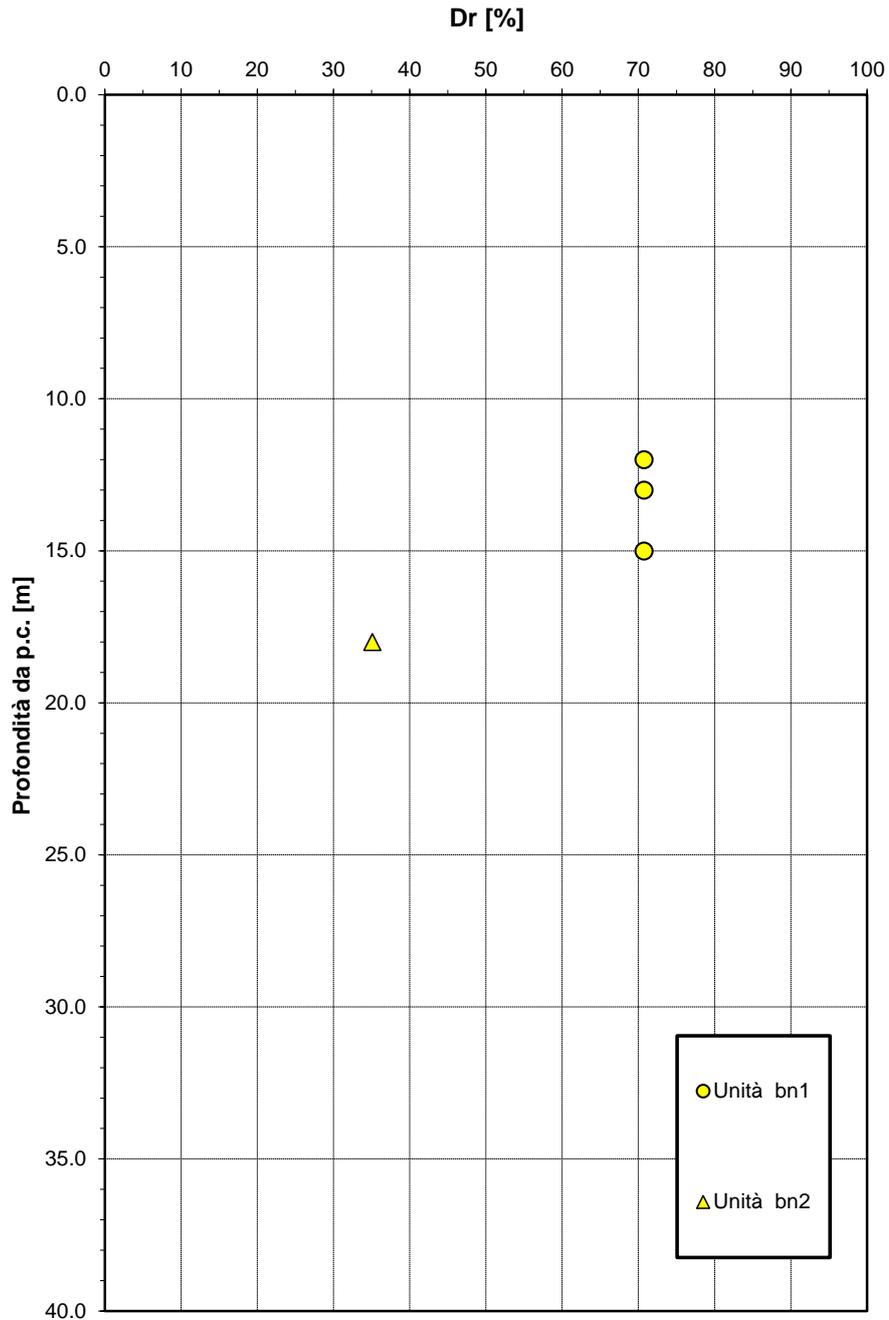


Fig. 34 - Densità relativa da prove SPT - Unità bn1, bn2

### Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

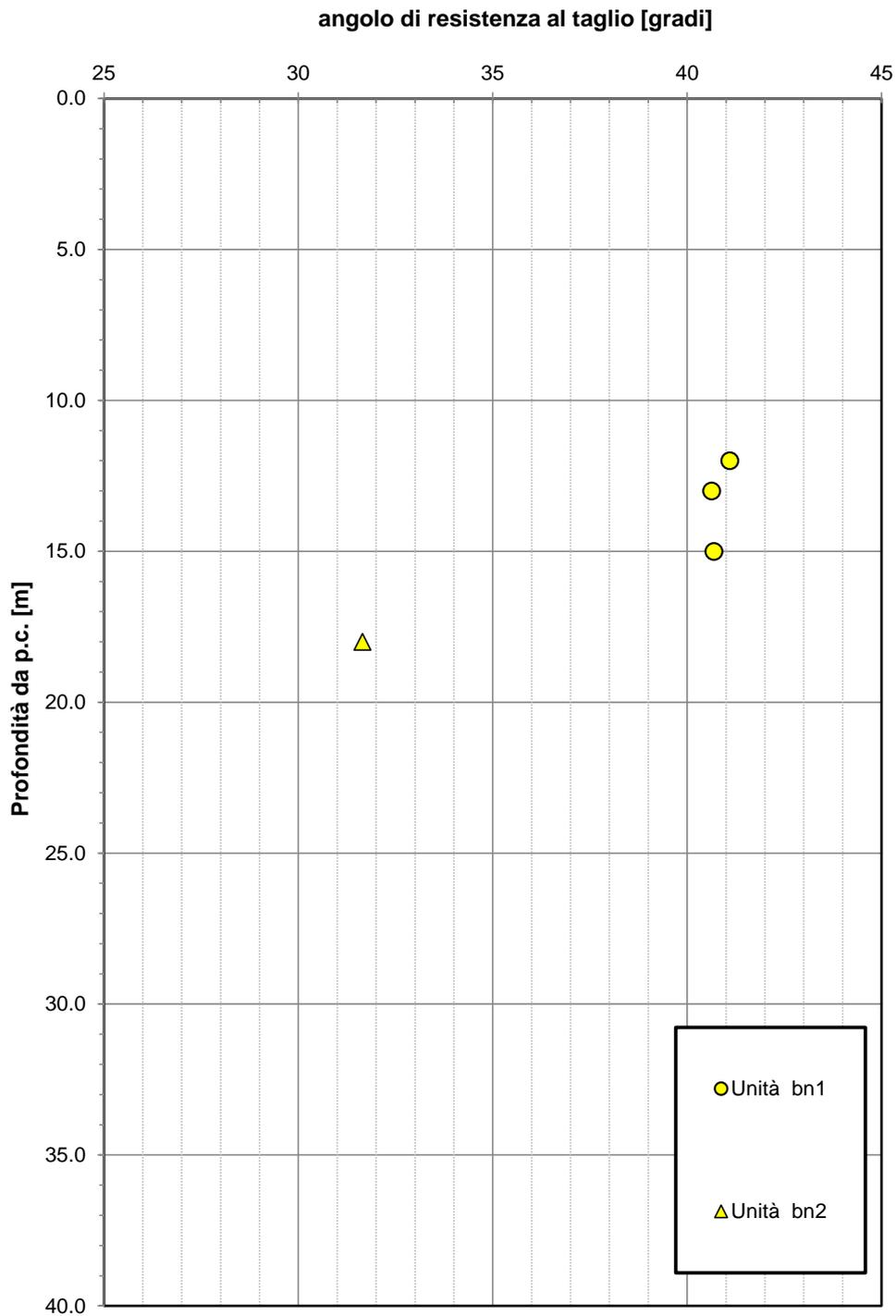


Fig. 35 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT – Unità bn1, bn2

**Correlazione  $N_{SPT}-\phi'$ , De Mello (1971)**

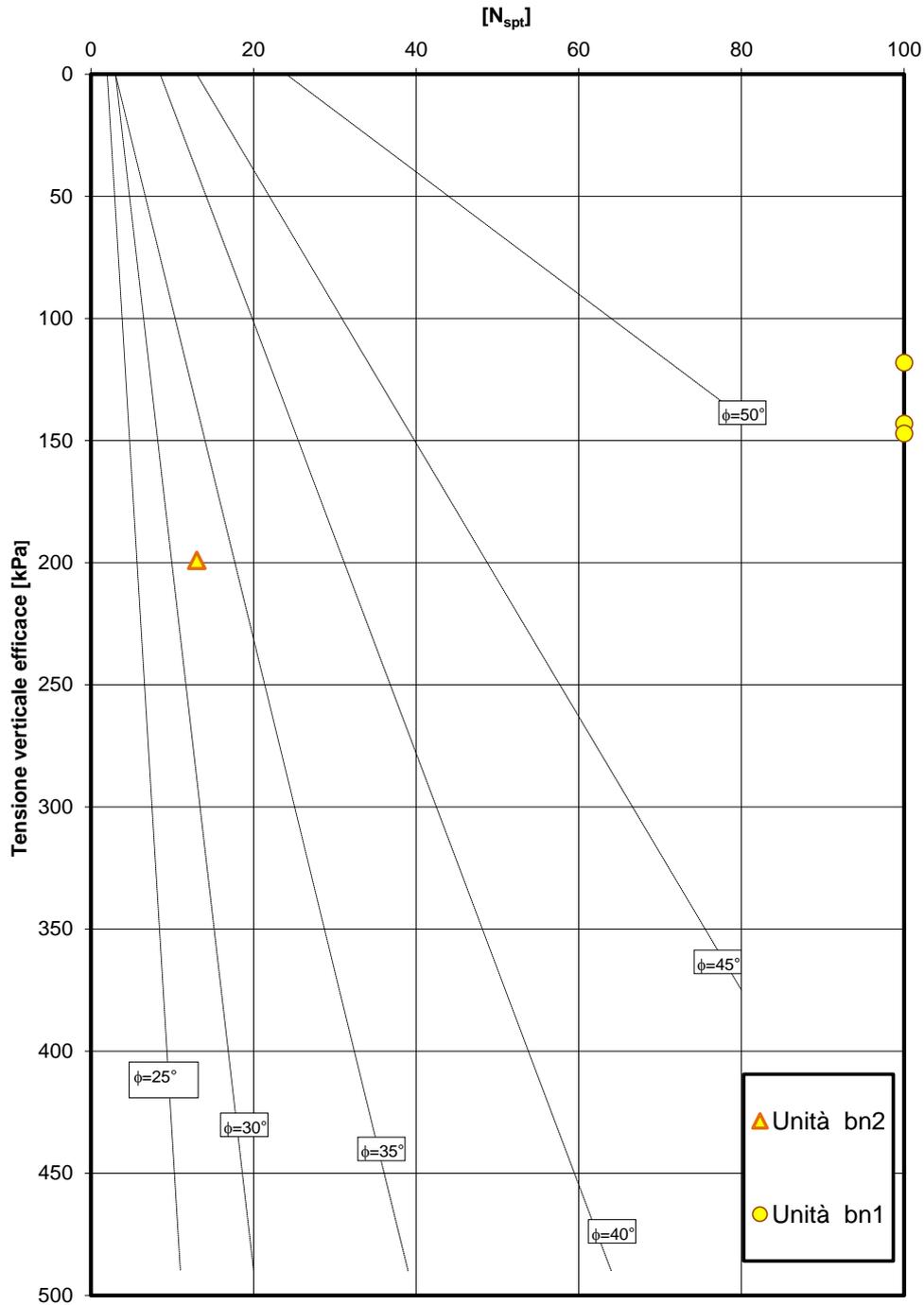


Fig. 36 - Correlazione  $N_{SPT}$  e  $\phi'$  (De Mello, 1971) - Unità bn1, bn2

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

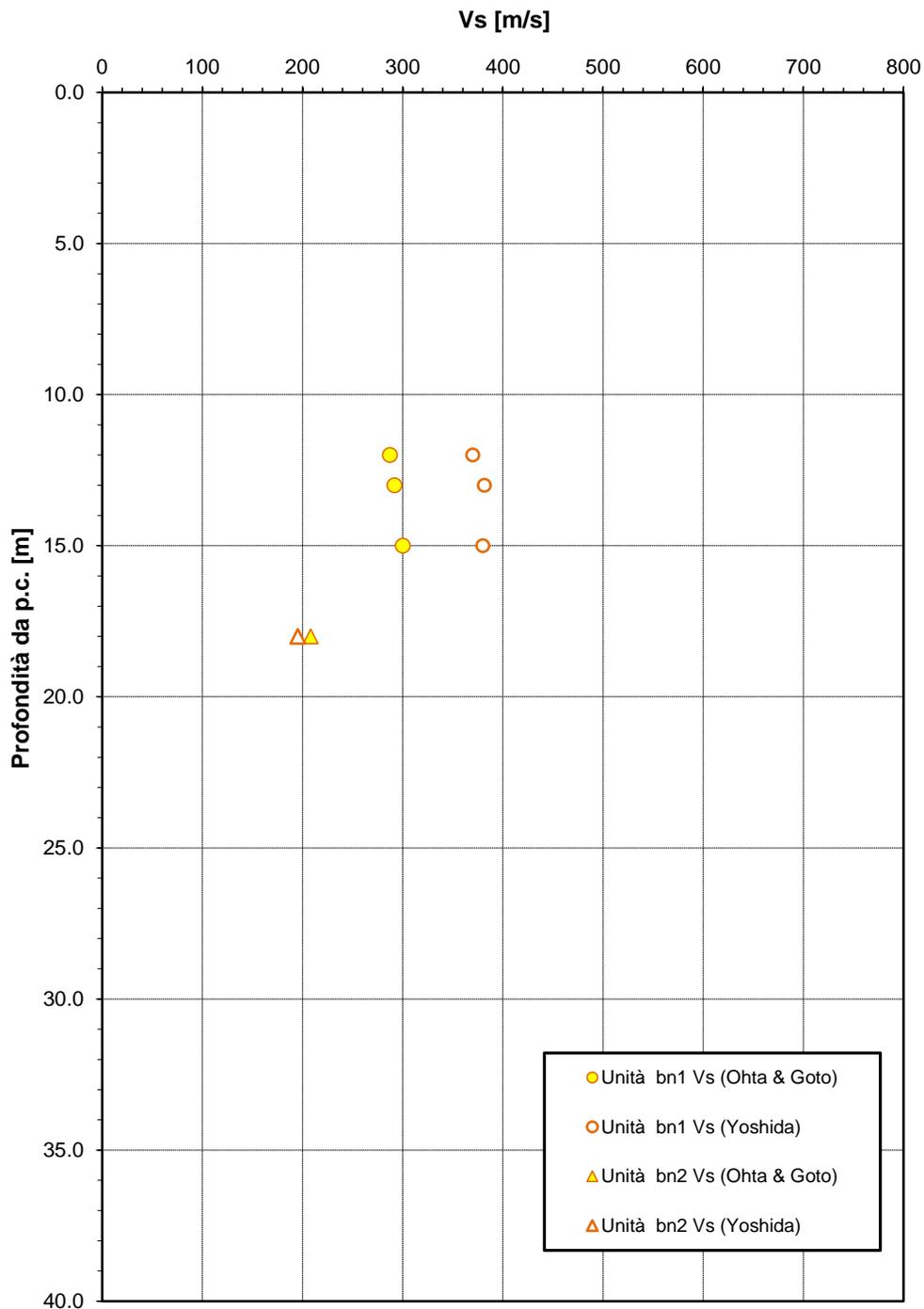


Fig. 37 - Velocità delle onde di taglio da prove SPT - Unità bn1, bn2

Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche

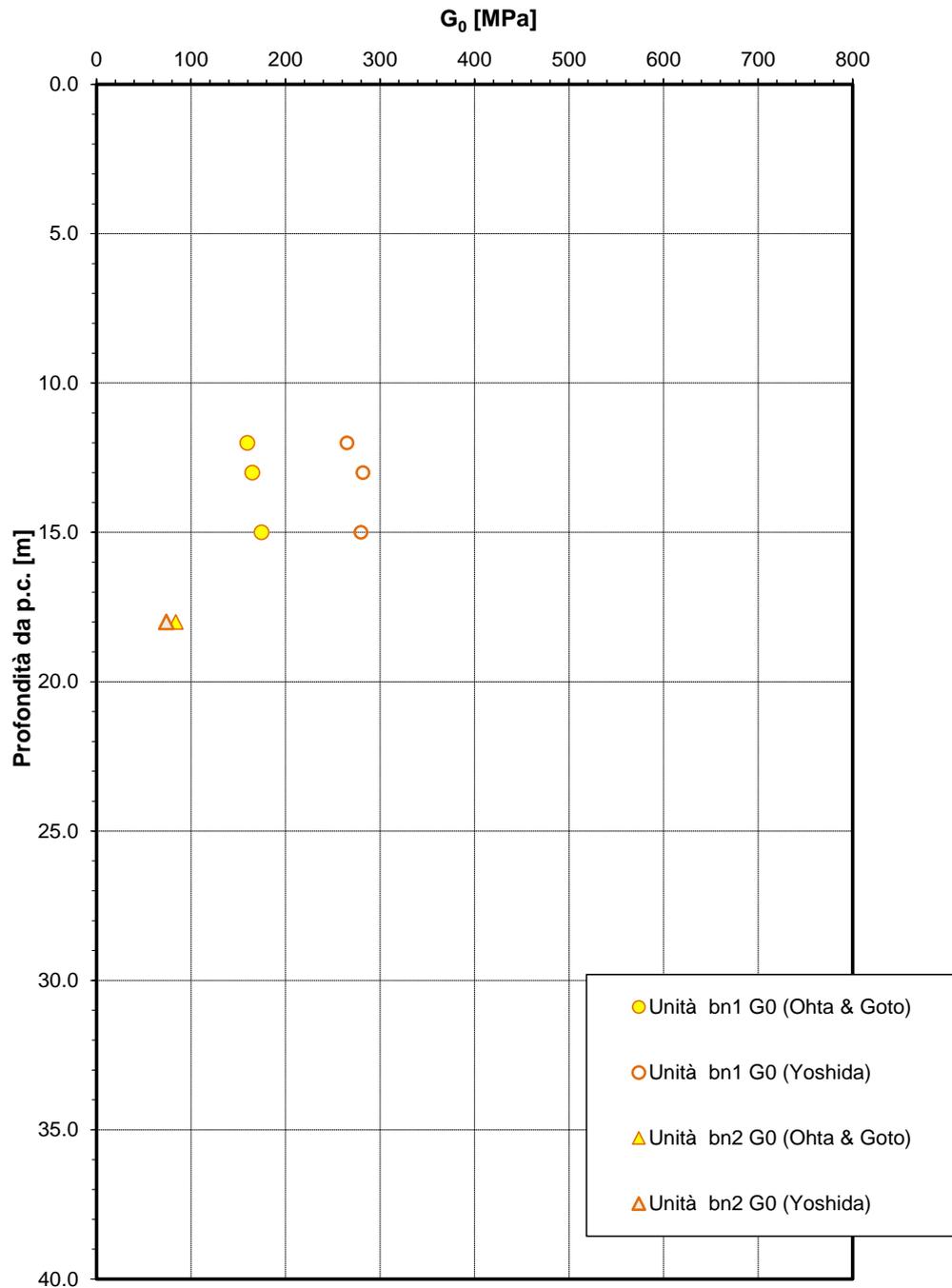


Fig. 38 – Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT – Unità bn1, bn2

Modulo di deformazione elastica iniziale da prove SPT e sismiche

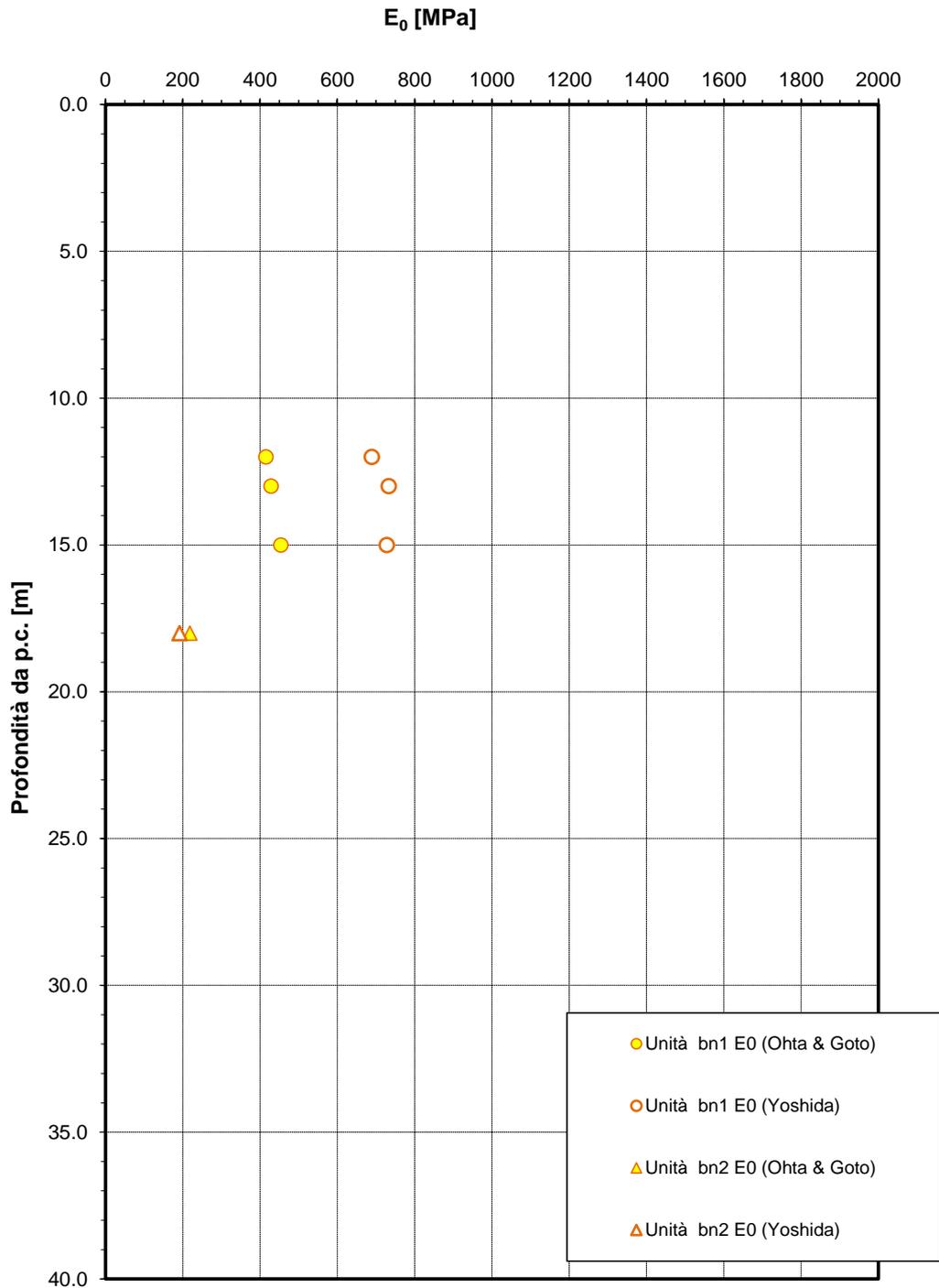


Fig. 39 – Modulo di deformazione elastica iniziale da prove SPT – Unità bn1, bn2

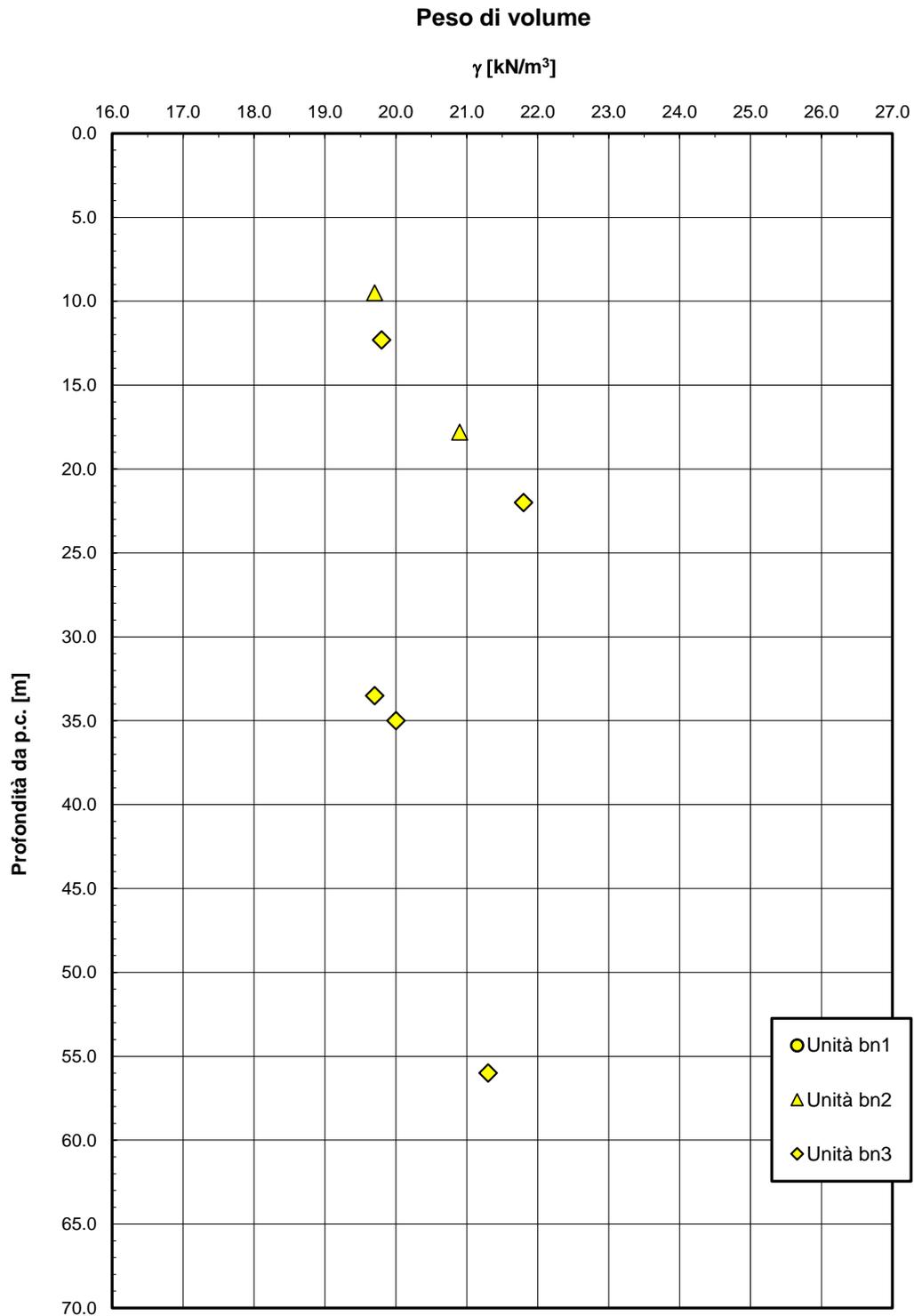


Fig. 40 – Peso di volume naturale – Unità bn1, bn2, bn3 (tutti i lotti)

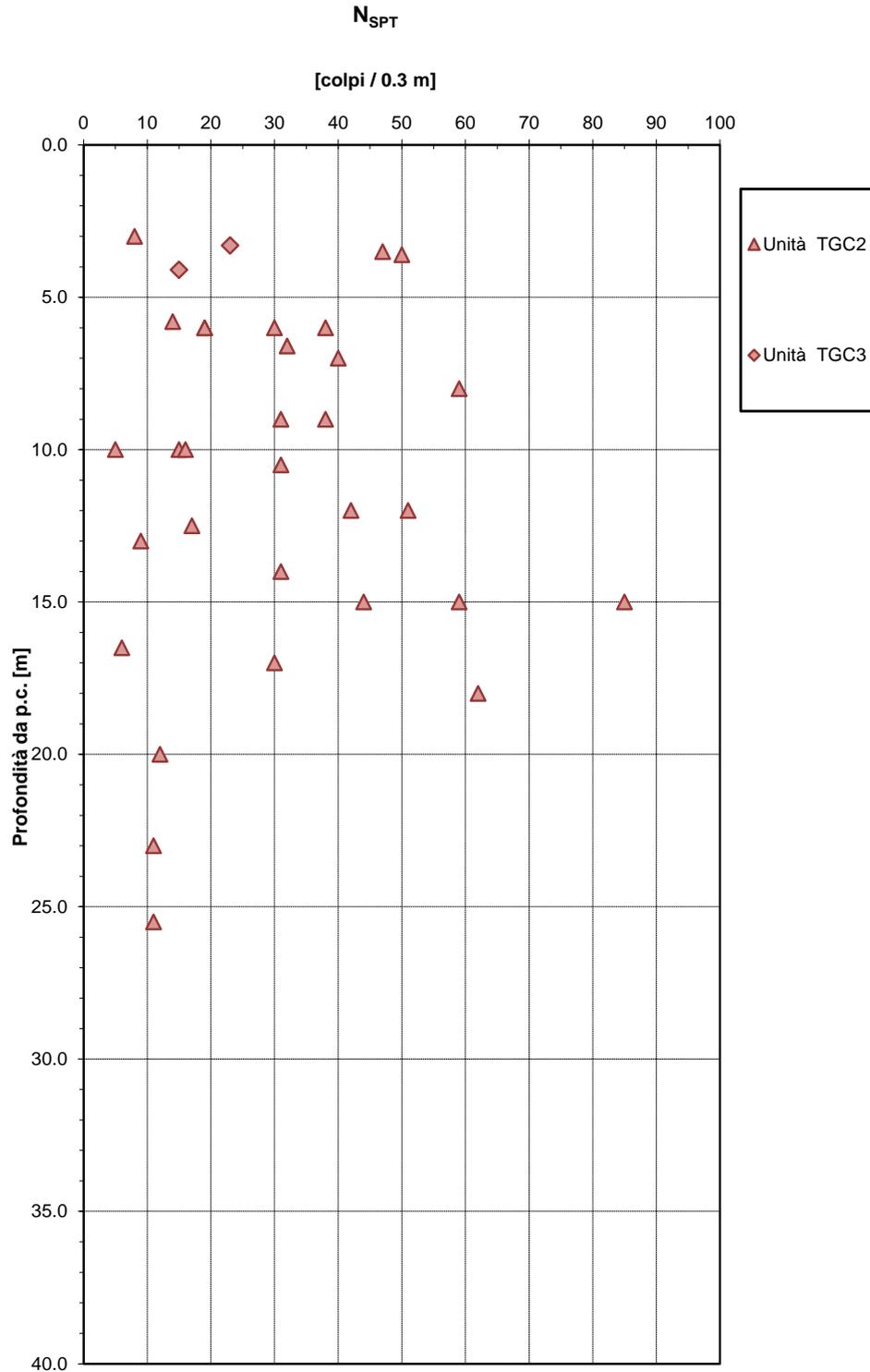


Fig. 41 – Valori di  $N_{SPT}$  – Unità TGC2, TGC3

Densità relativa da prove SPT

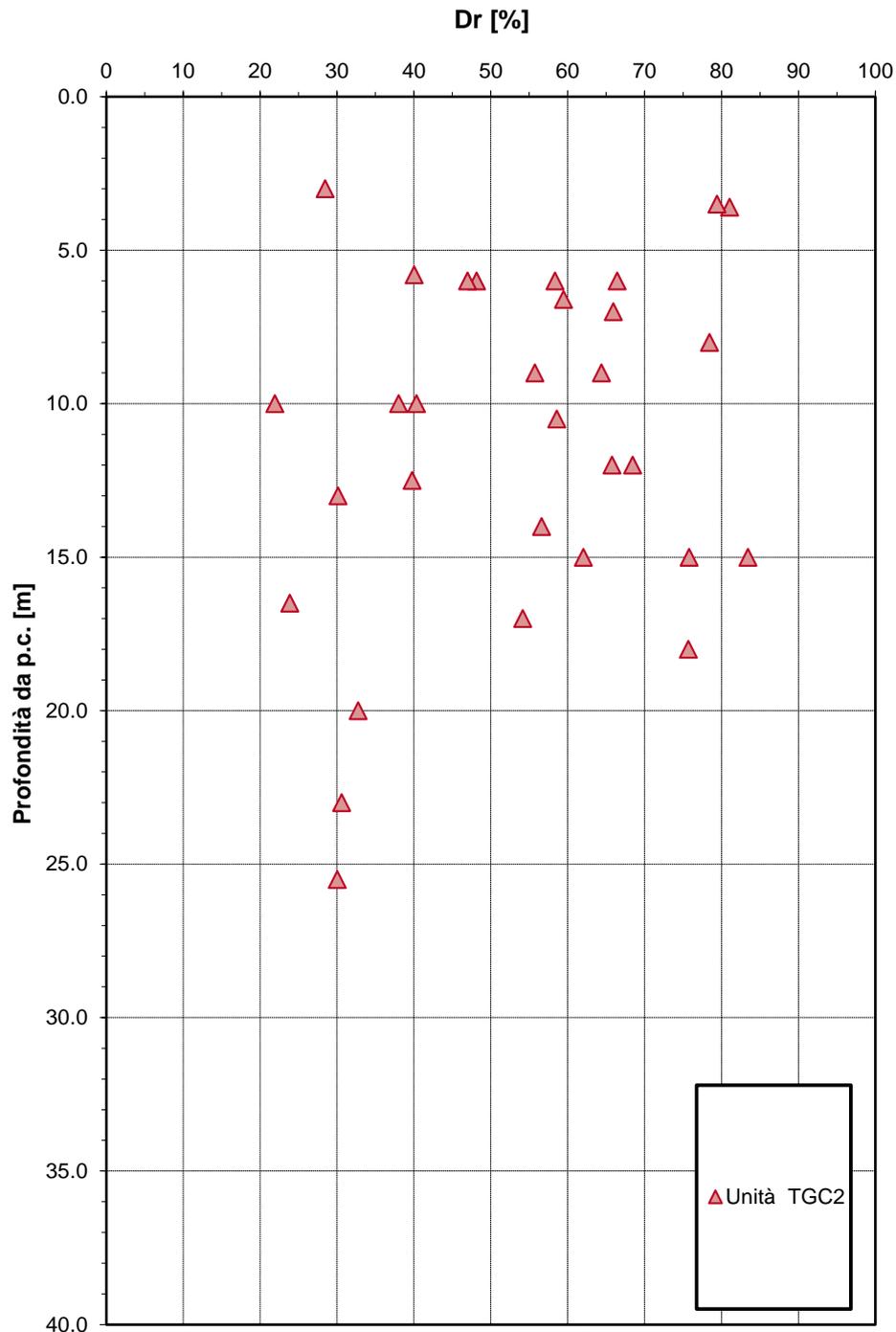


Fig. 42 – Densità relativa da prove SPT – Unità TGC2

**Angolo di resistenza al taglio da prove SPT**

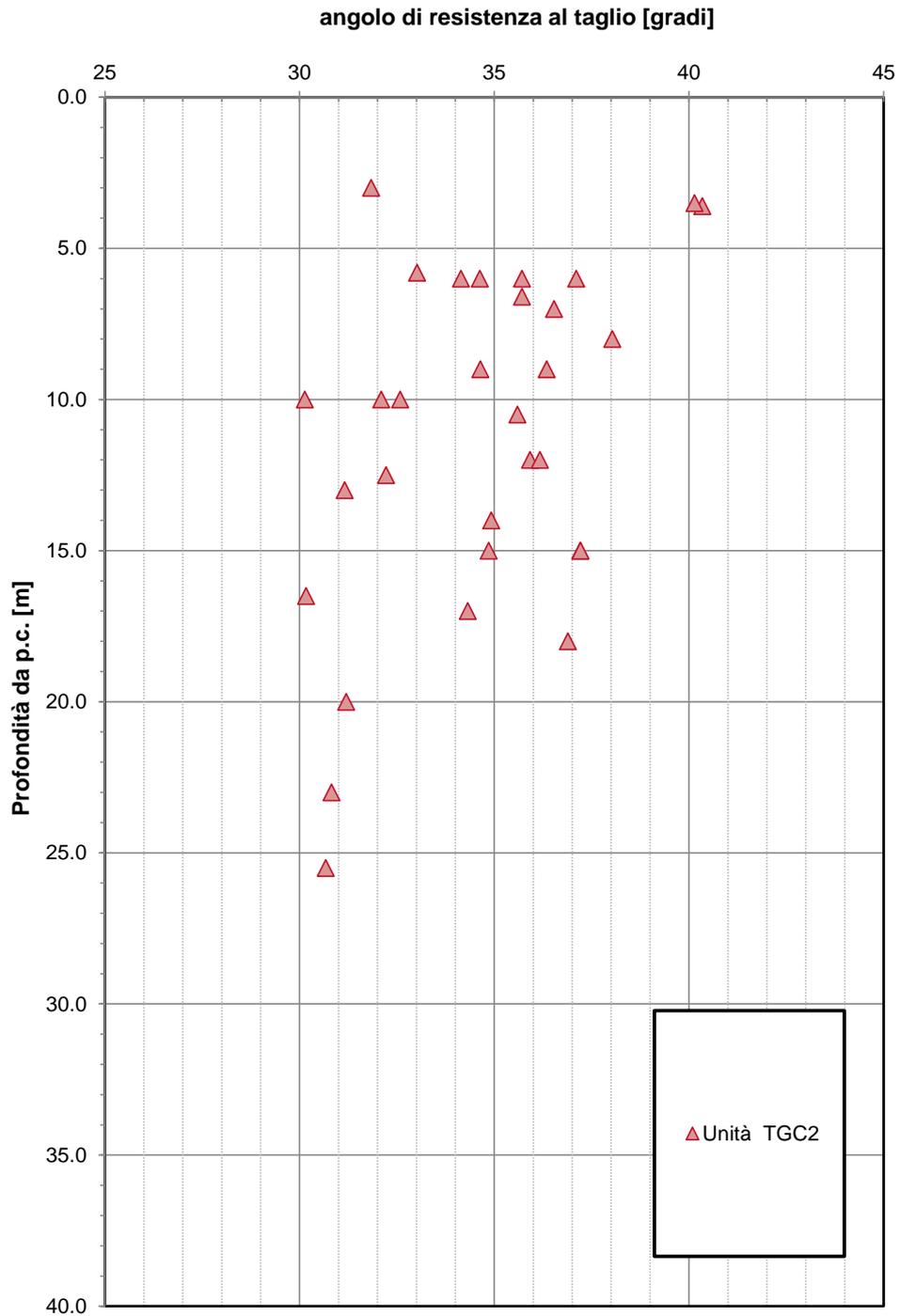


Fig. 43 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT – Unità TGC2

**Correlazione  $N_{SPT}-\phi'$ , De Mello (1971)**

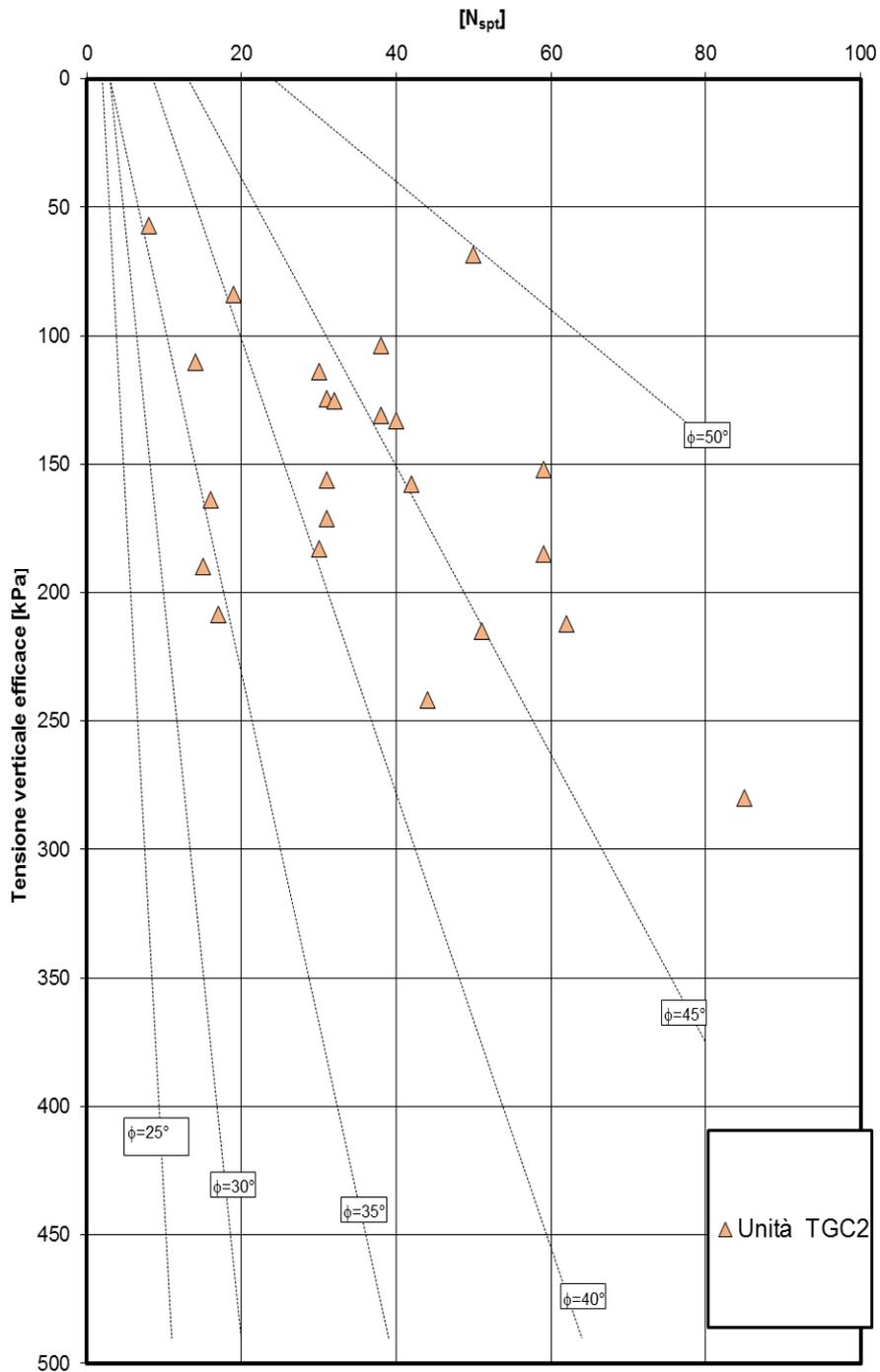


Fig. 44 – Correlazione  $N_{SPT}$  e  $\phi'$  (De Mello, 1971) – Unità TGC2

**Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche**

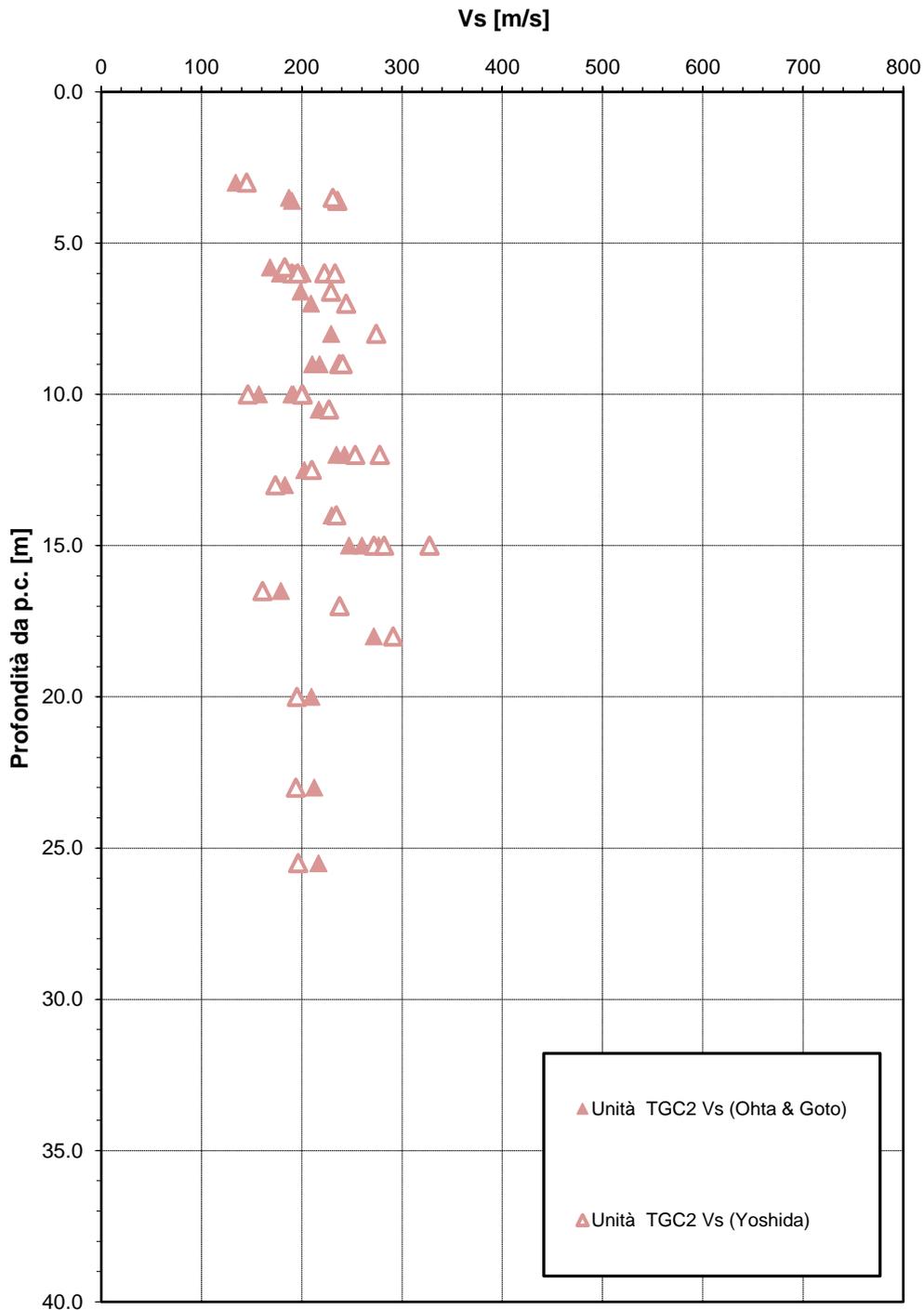


Fig. 45 – Velocità delle onde di taglio da prove SPT – Unità TGC2

**Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche**

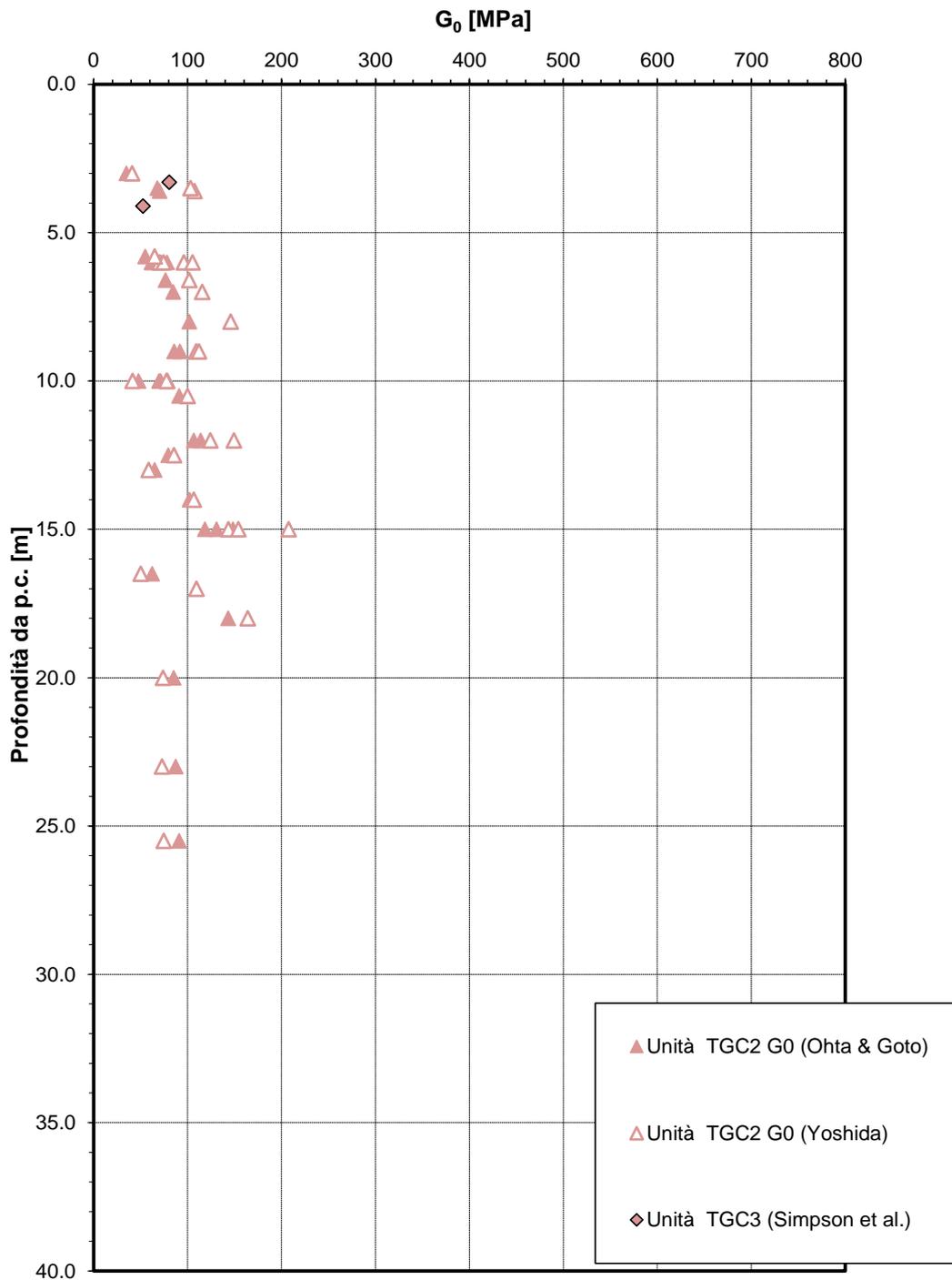


Fig. 46– Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT – Unità TGC2, TGC3

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

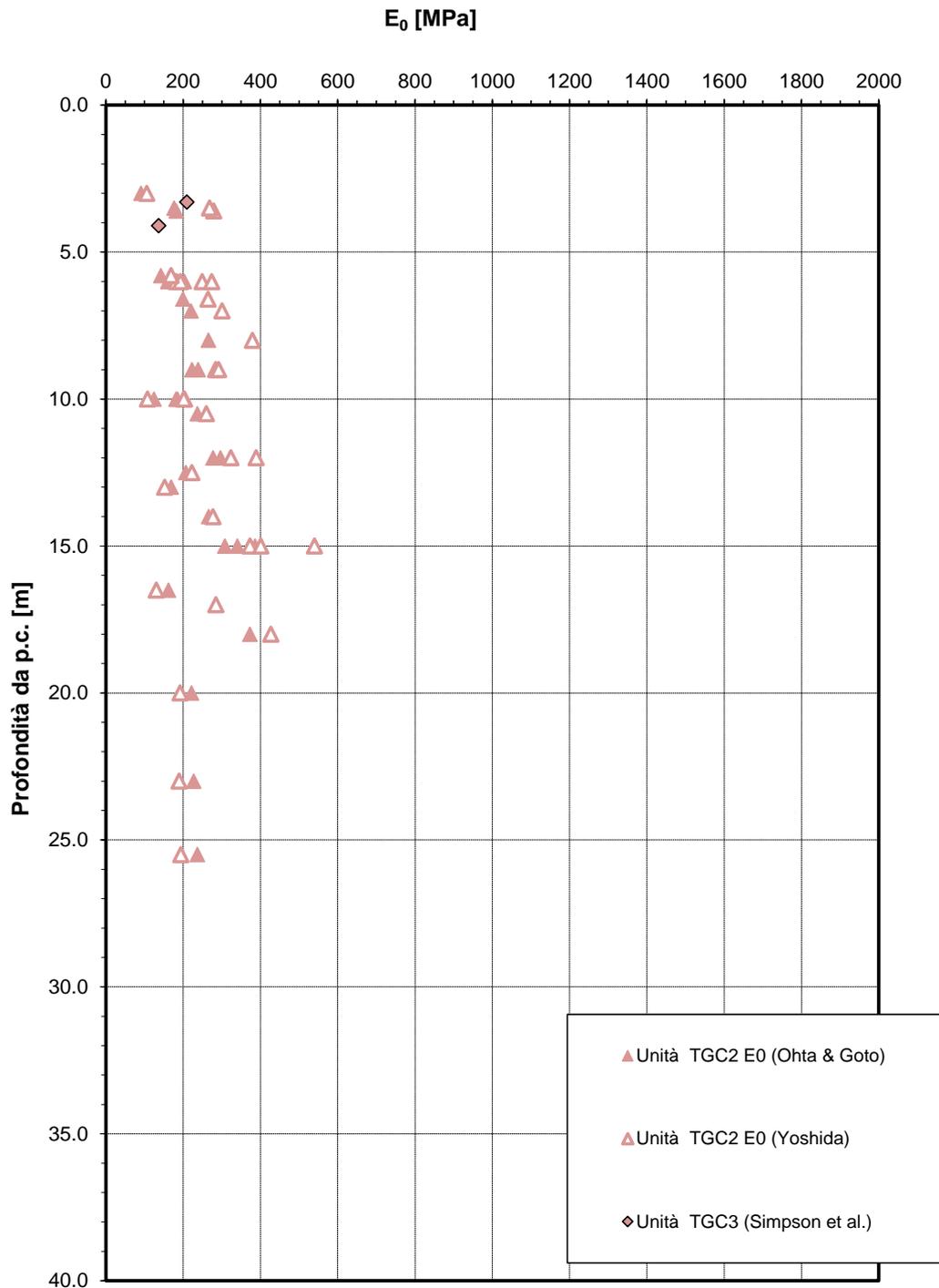


Fig. 47 - Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT - Unità TGC2, TGC3

**Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche**

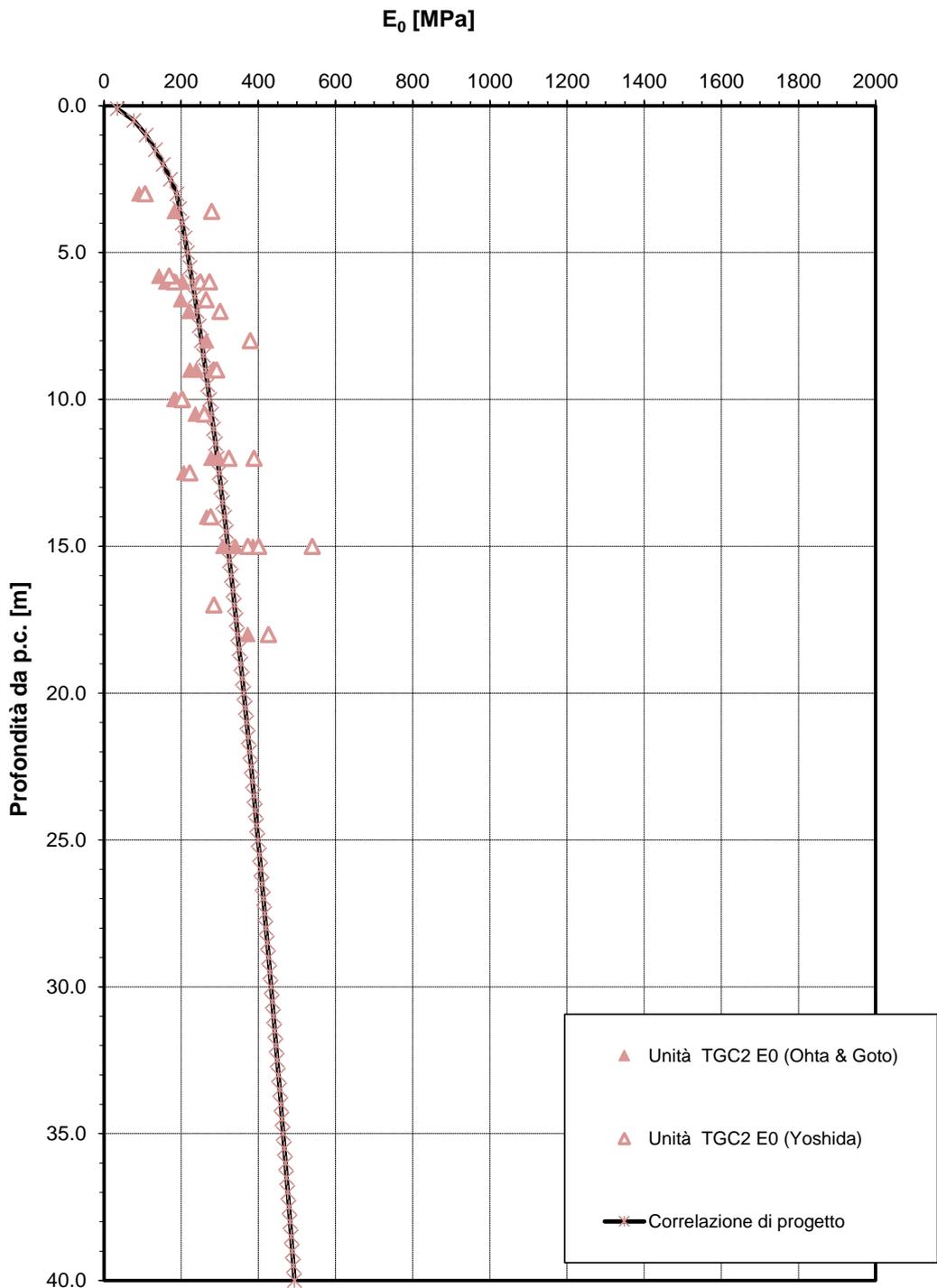


Fig. 48 – Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT – Unità TGC2

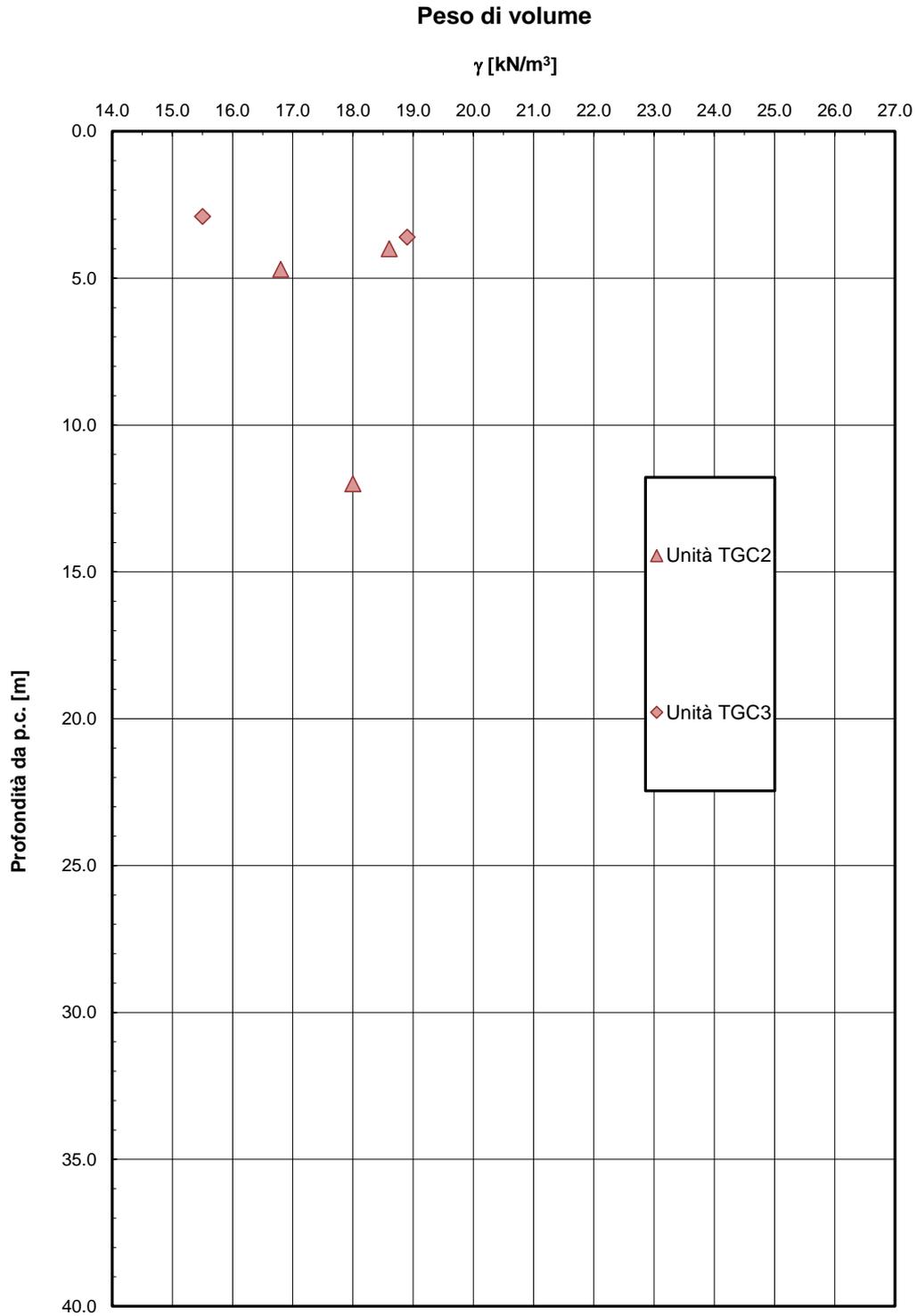


Fig. 49 – Peso di volume naturale – Unità TGC2, TGC3

**Limiti di Atterberg e contenuto naturale d'acqua**

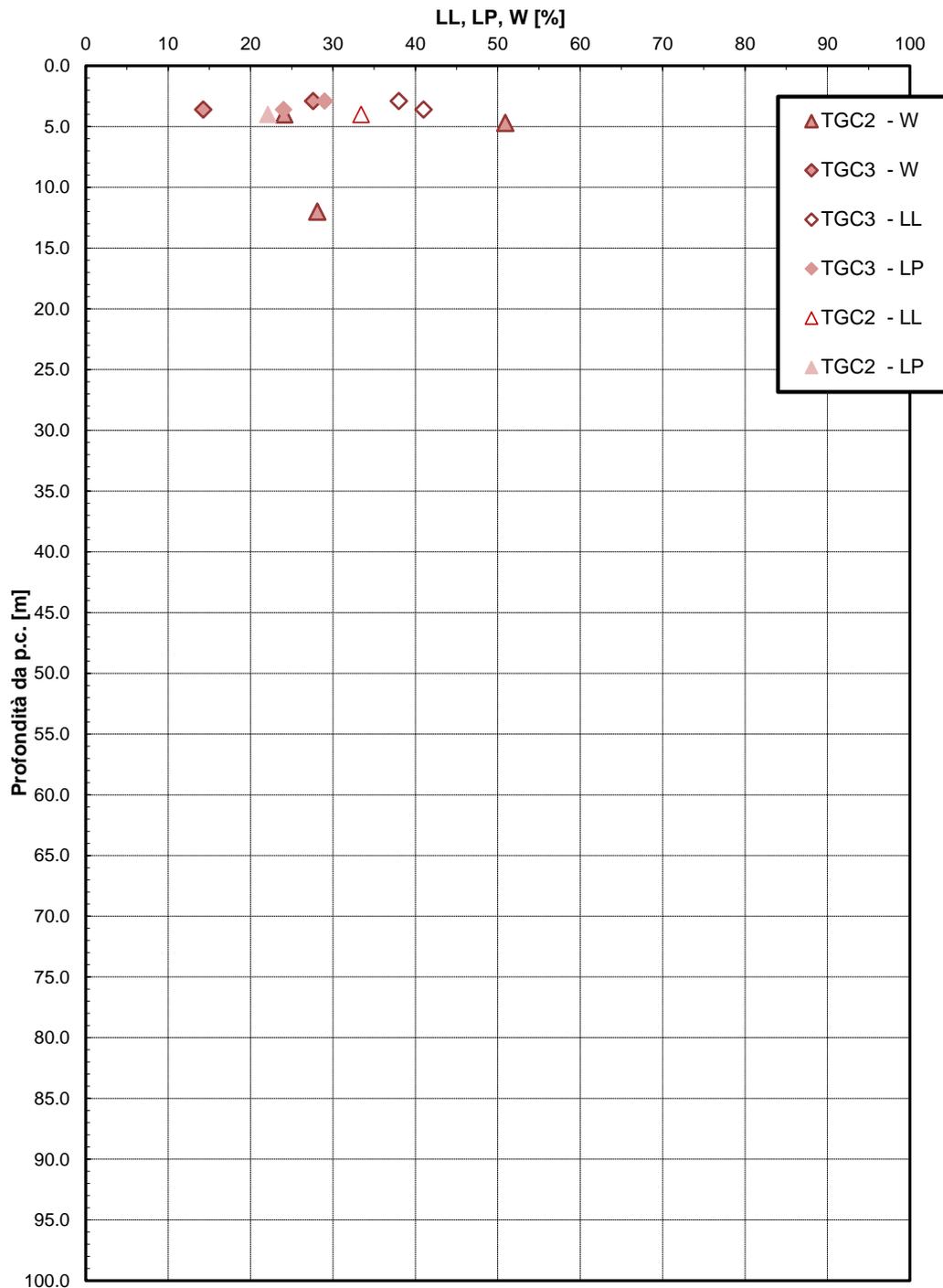


Fig. 50 – Limiti di Atterberg – Unità TGC2, TGC3

**Carta di Plasticità di Casagrande**

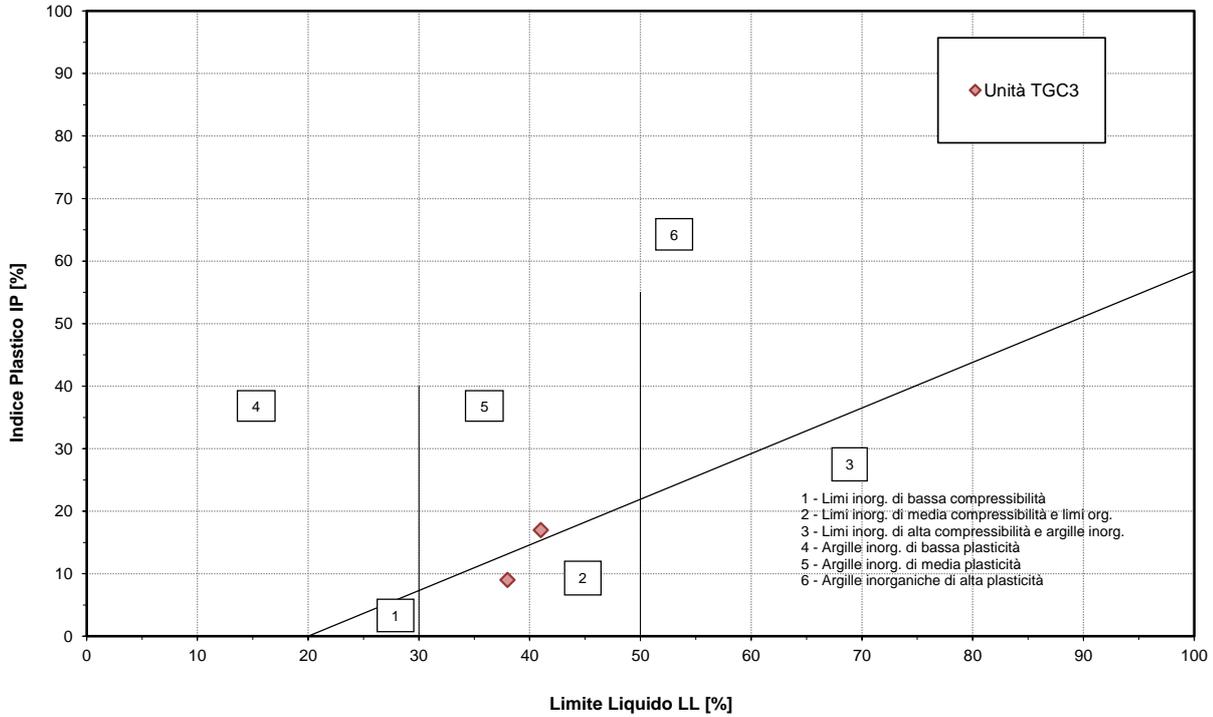


Fig. 51 – Carta di Plasticità di Casagrande – Unità TGC3

**Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio**

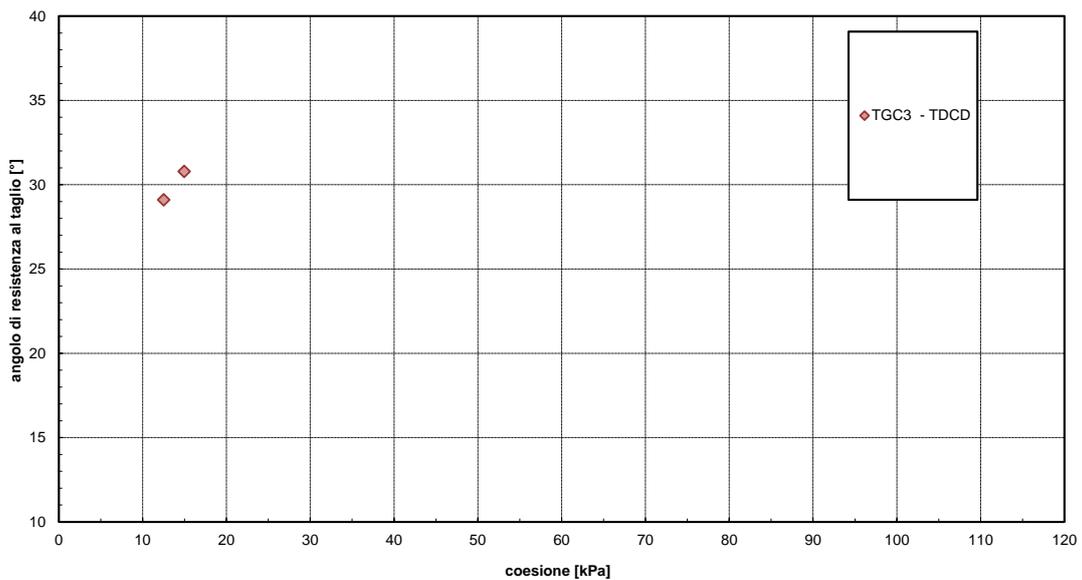


Fig. 52 - Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio – Unità TGC3

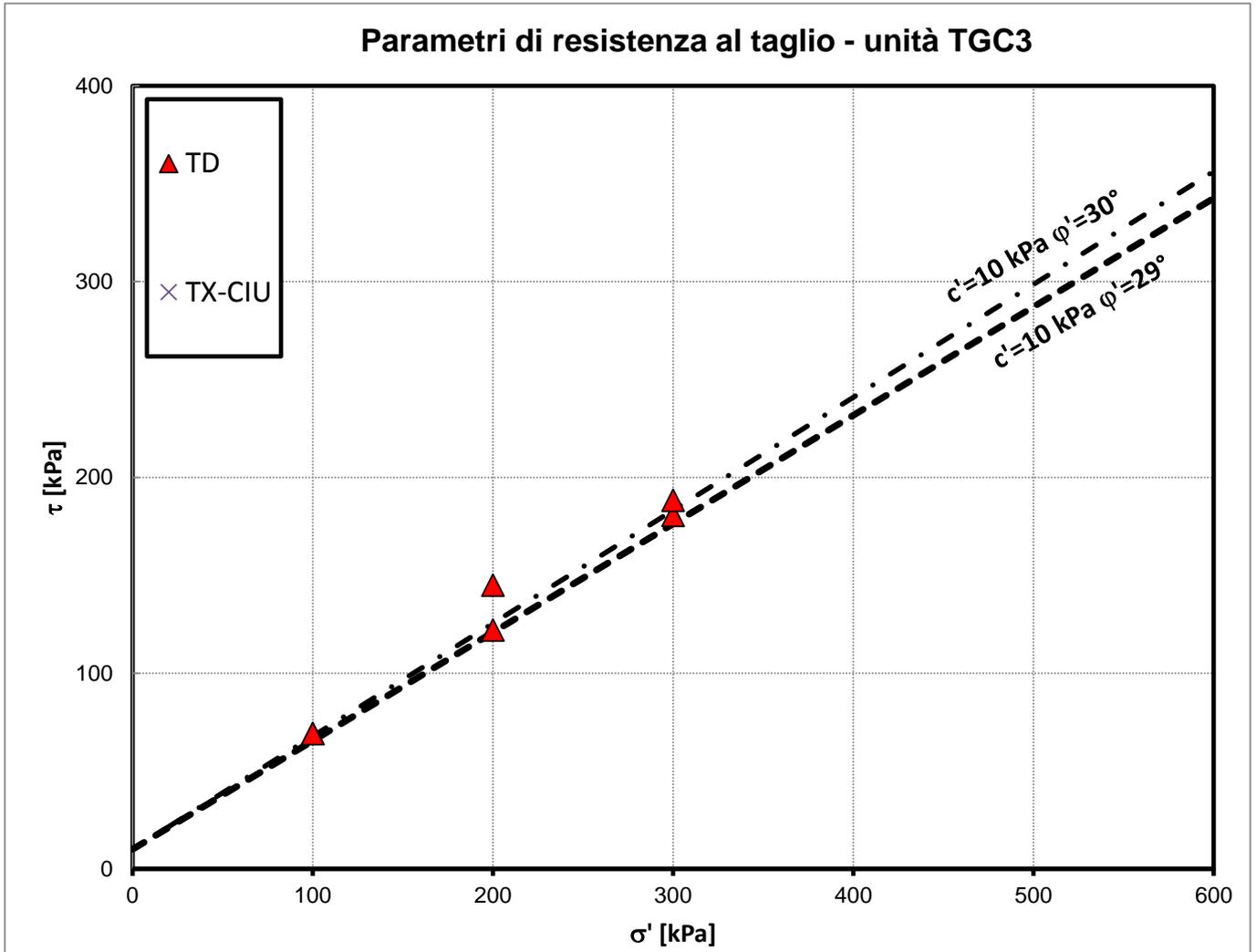


Fig. 53 – Parametri di resistenza al taglio – Unità TGC3

### Andamento della resistenza al taglio non drenata

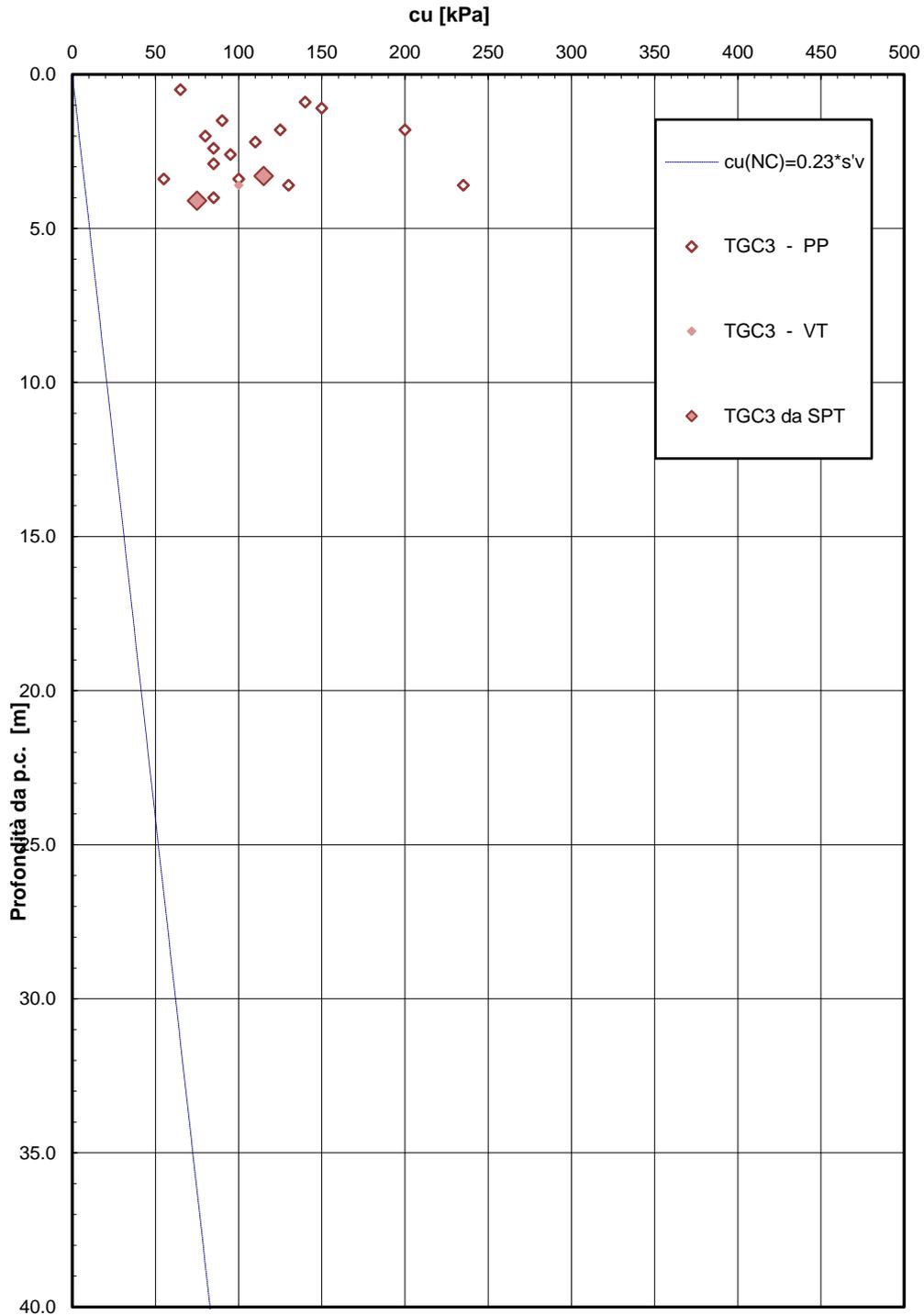


Fig. 54 - Resistenza al taglio non drenata (VT+PP+SPT)– Unità TGC3

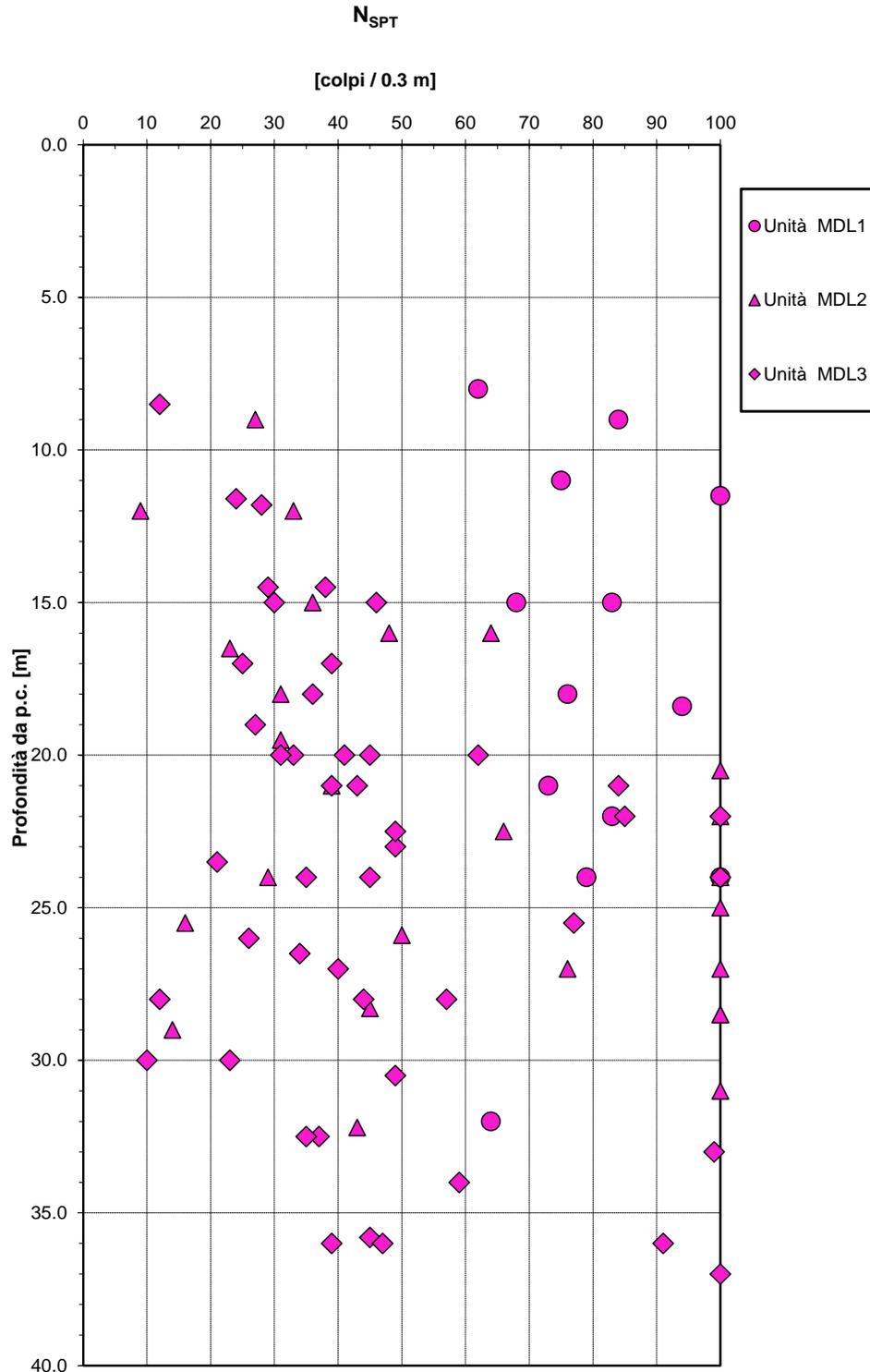


Fig. 55 - Valori di  $N_{SPT}$  - Unità MDL1, MDL2, MDL3

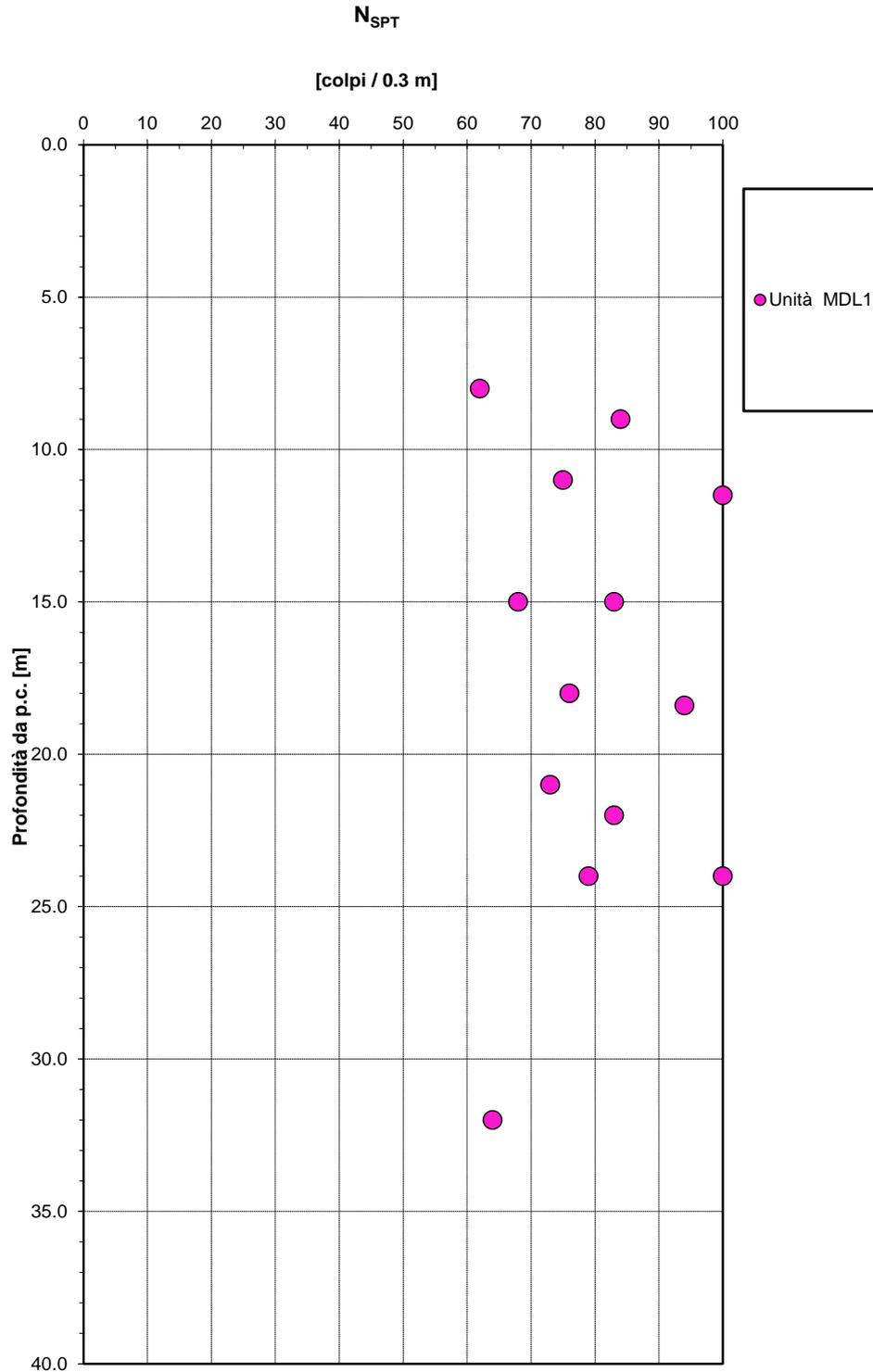


Fig. 56 – Valori di  $N_{SPT}$  – Unità MDL1

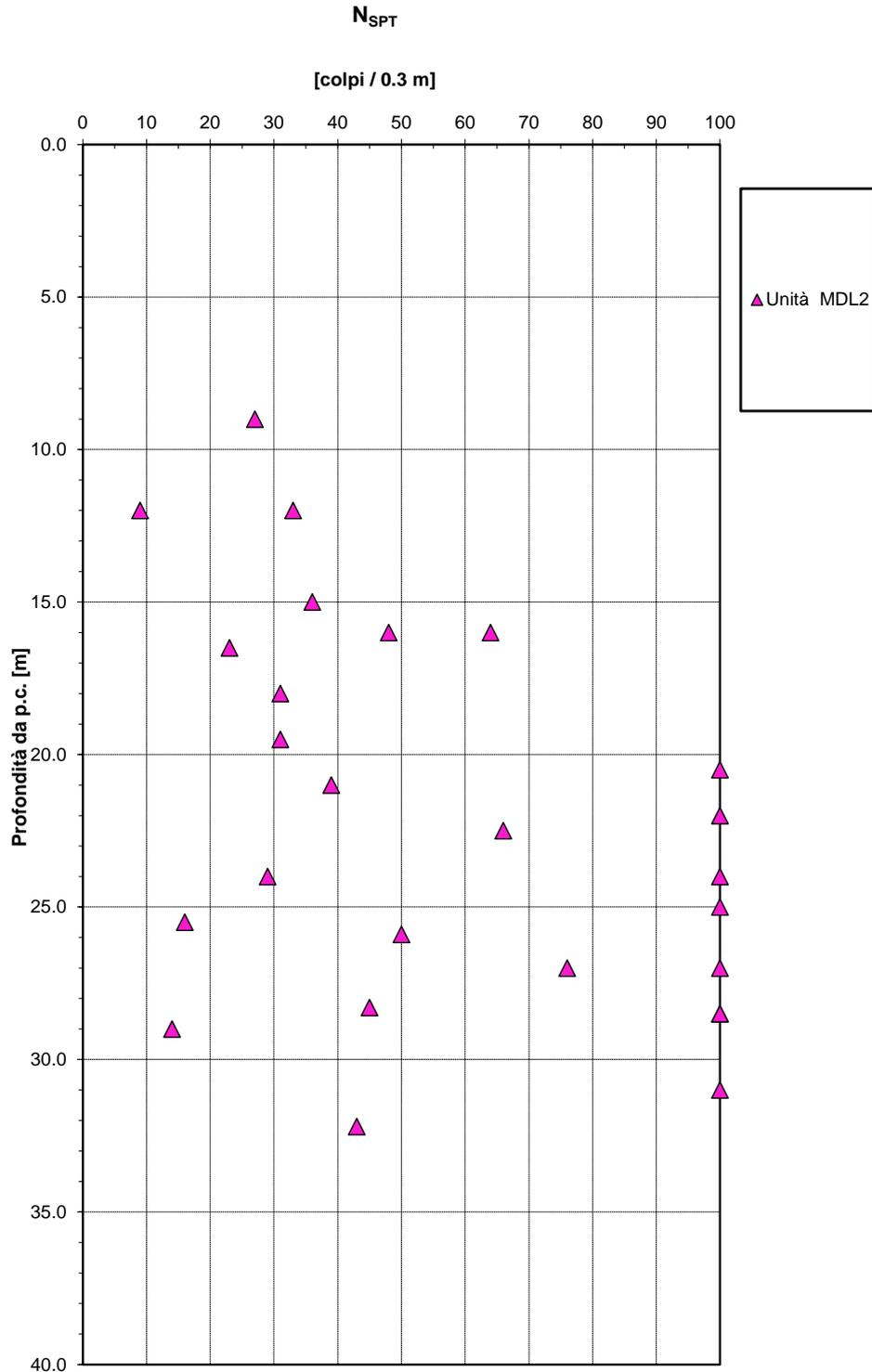


Fig. 57 – Valori di  $N_{SPT}$  – Unità MDL2

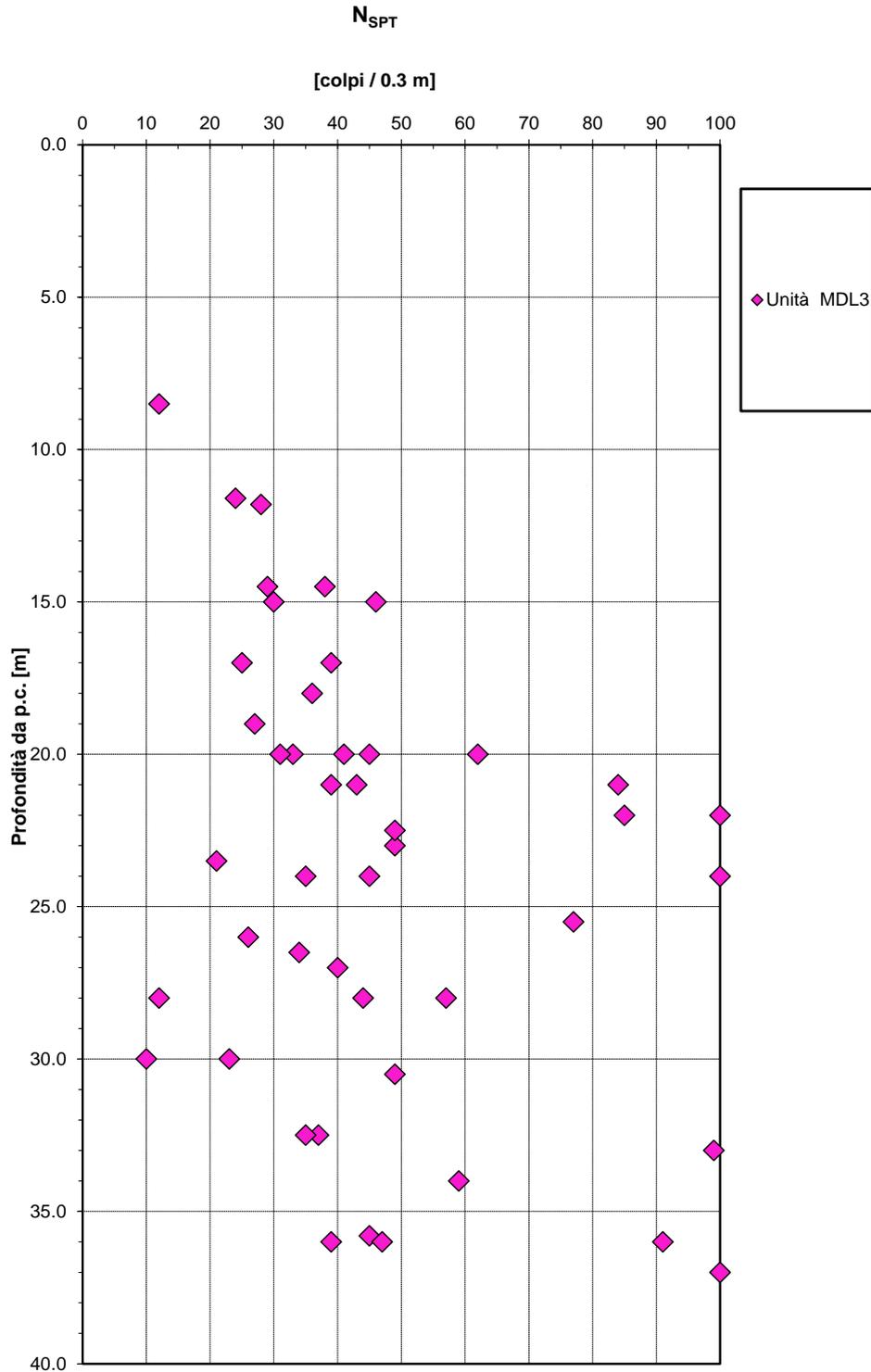


Fig. 58 – Valori di  $N_{SPT}$  – Unità MDL3

Densità relativa da prove SPT

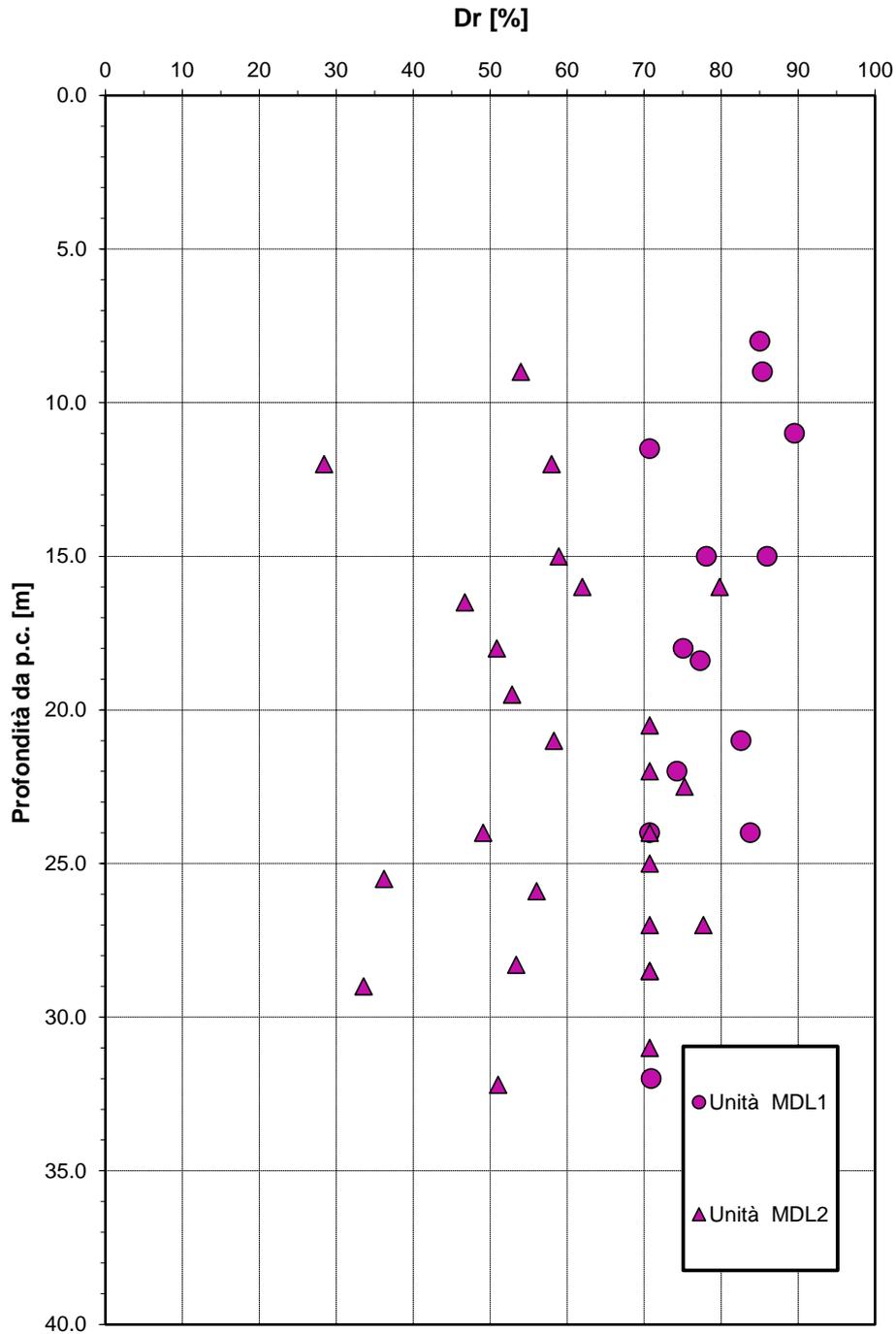


Fig. 59 – Densità relativa da prove SPT – Unità MDL1, MDL2

### Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

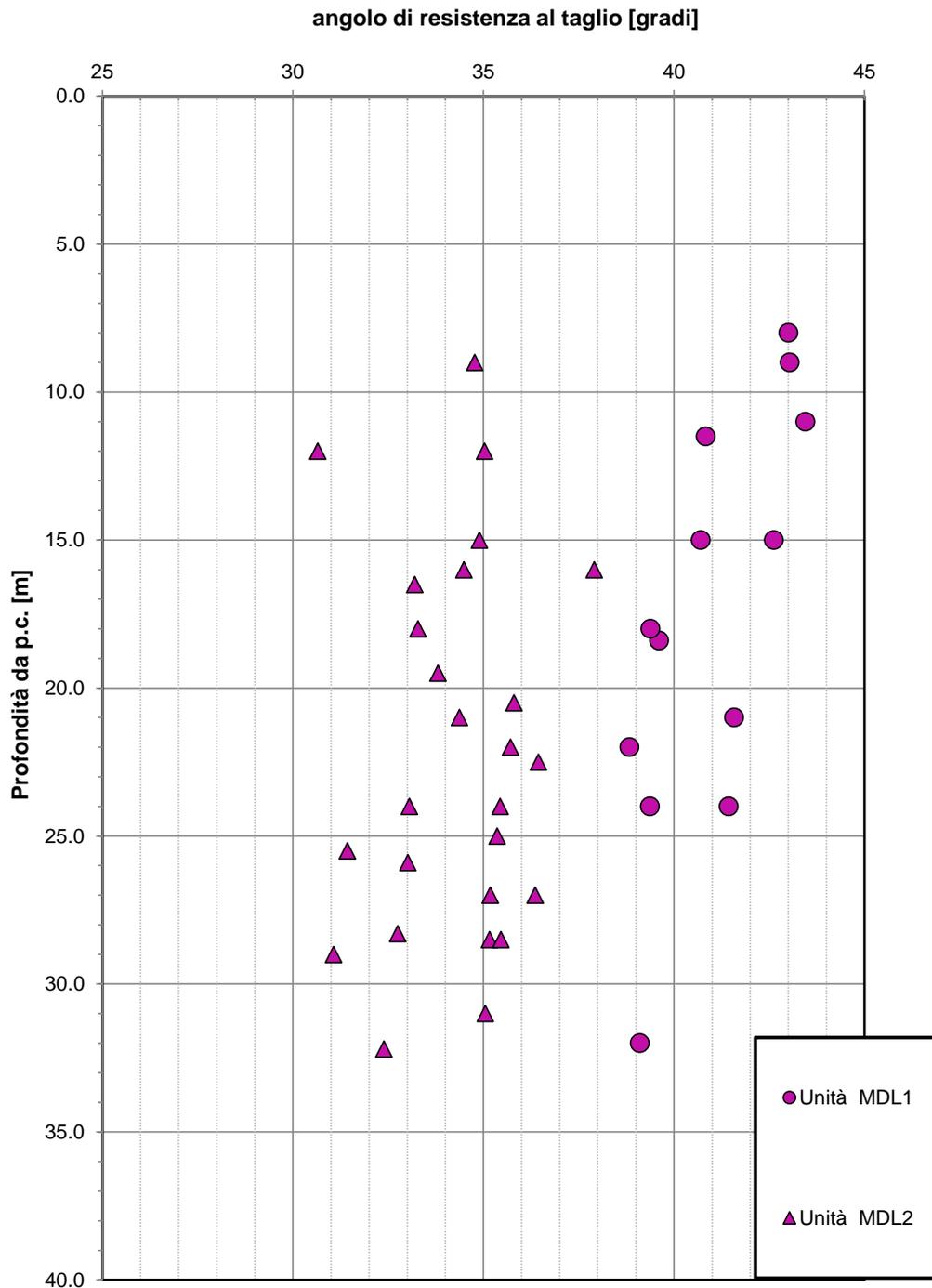


Fig. 60 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT – Unità MDL1, MDL2

**Correlazione  $N_{SPT}-\phi'$ , De Mello (1971)**

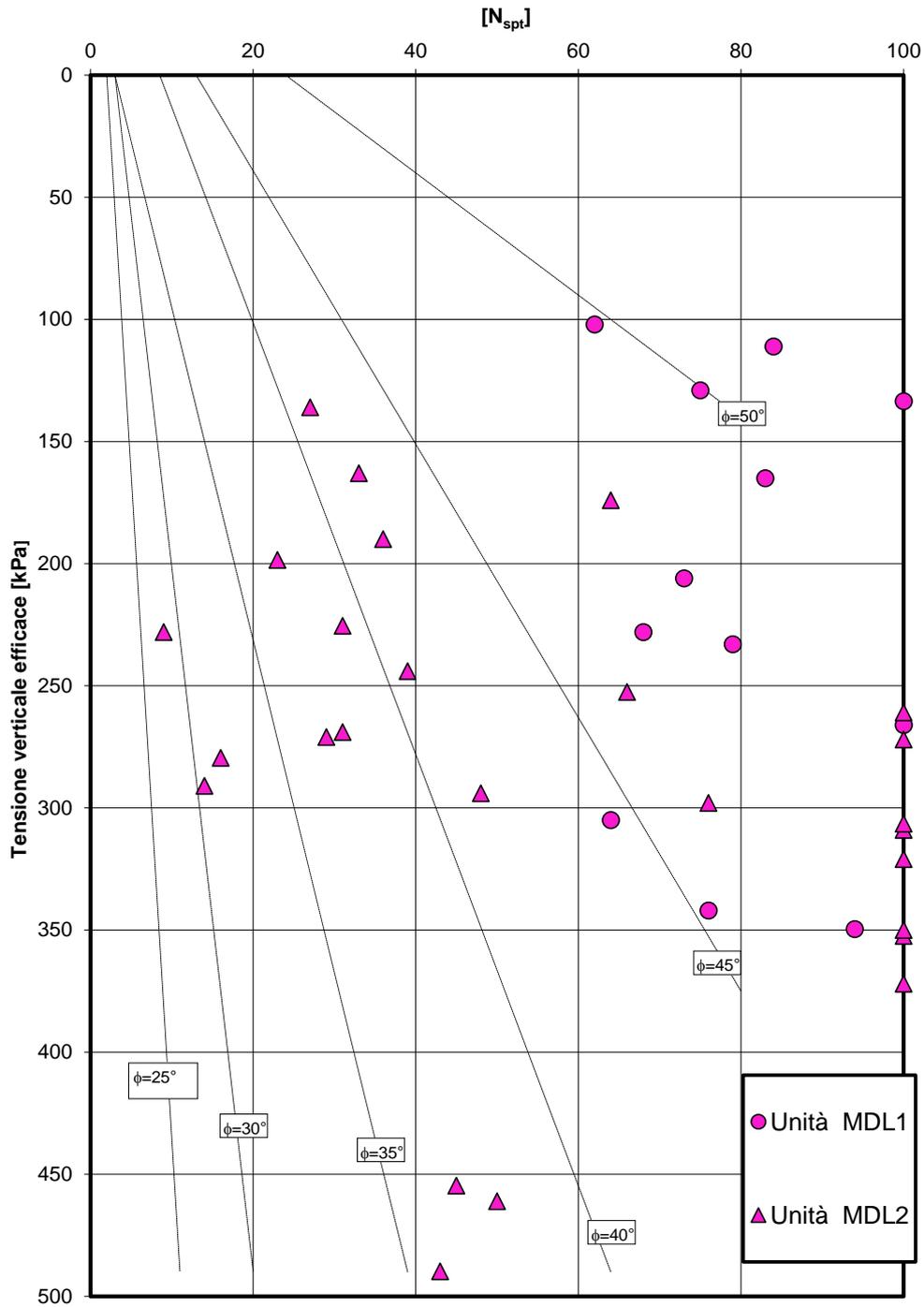


Fig. 61 - Correlazione  $N_{SPT}$  e  $\phi'$  (De Mello, 1971) - Unità MDL1, MDL2

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

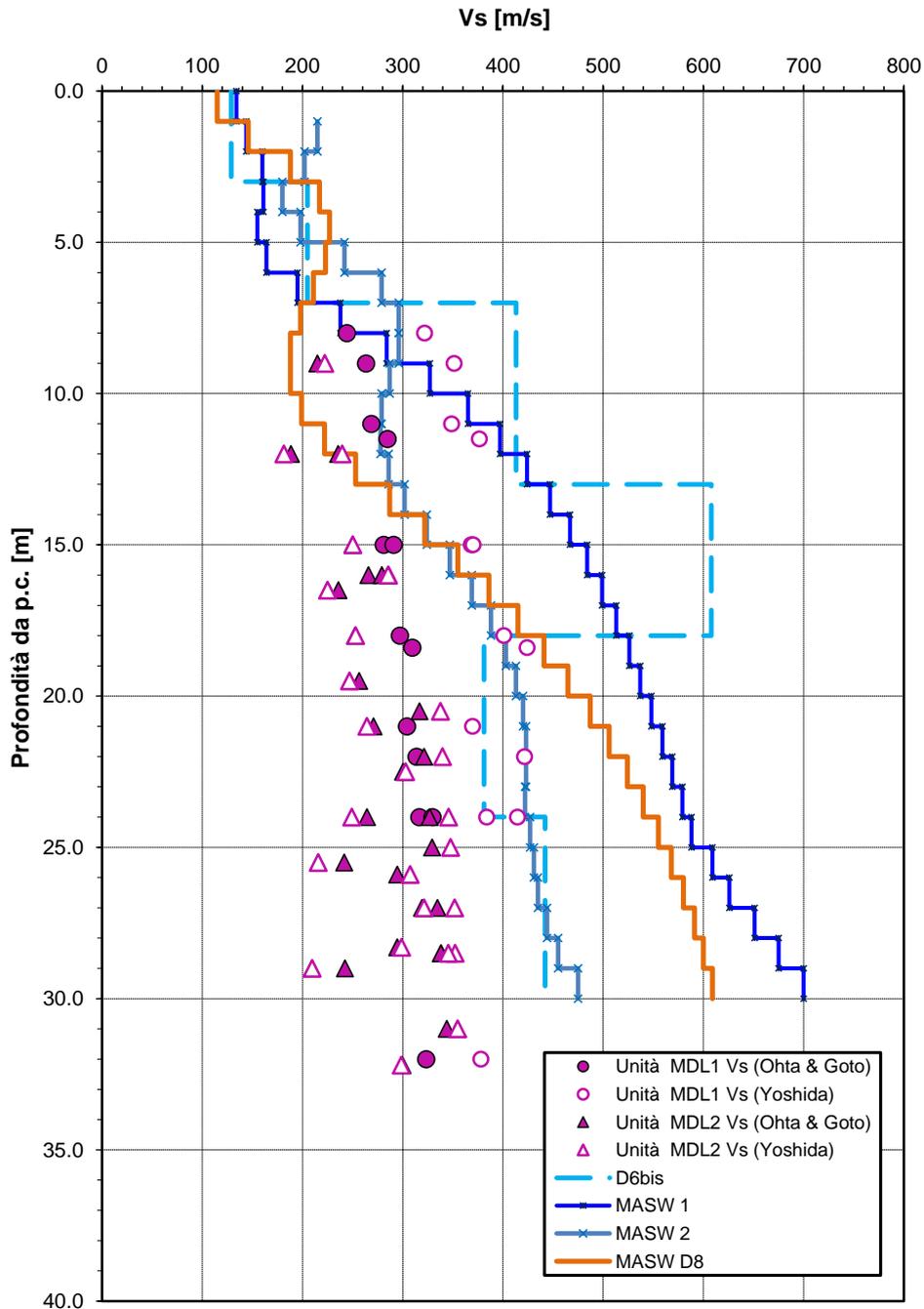


Fig. 62 – Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche – Unità MDL1, MDL2

Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche

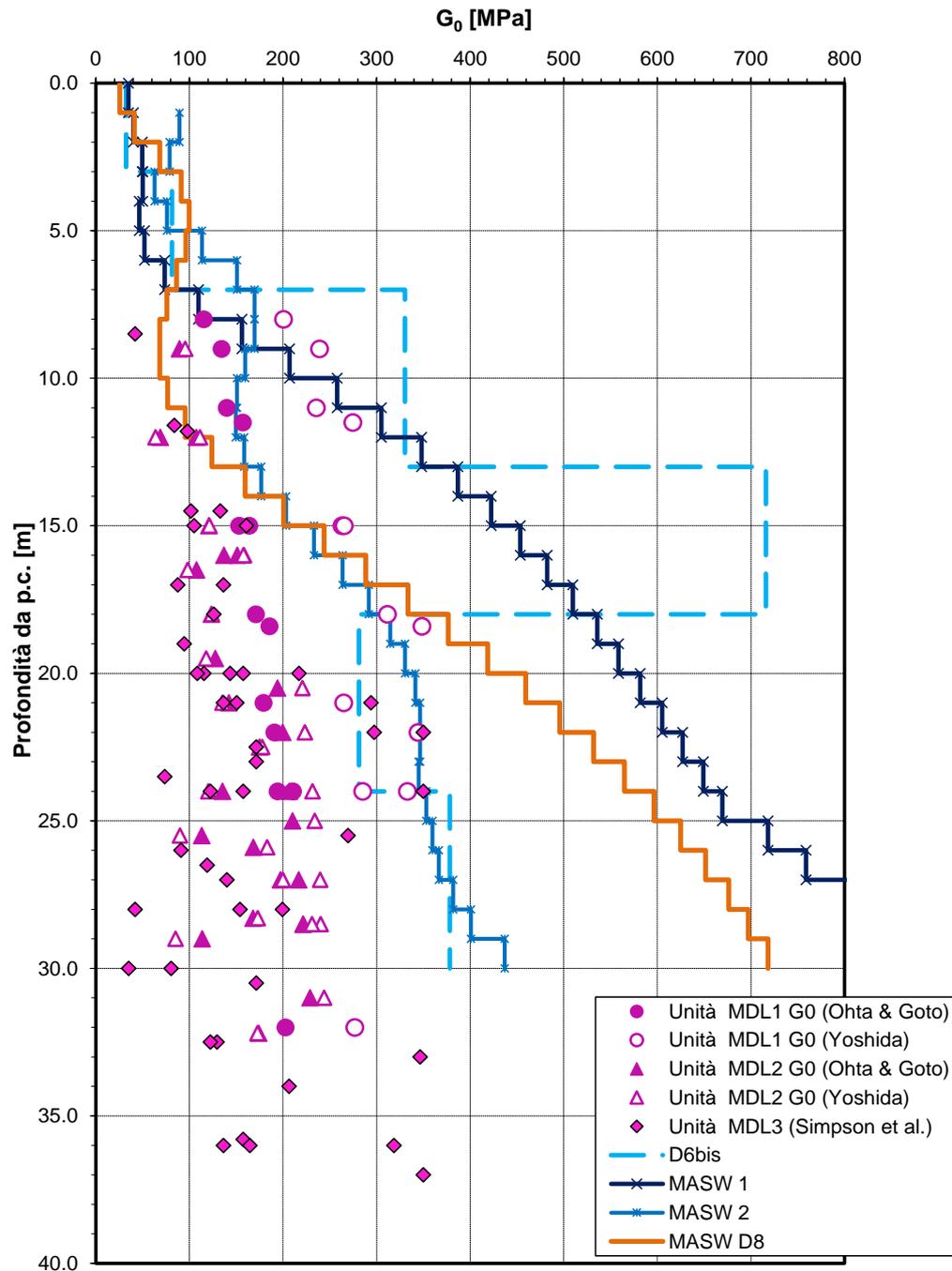


Fig. 63- Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche - Unità MDL1, MDL2, MDL3

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

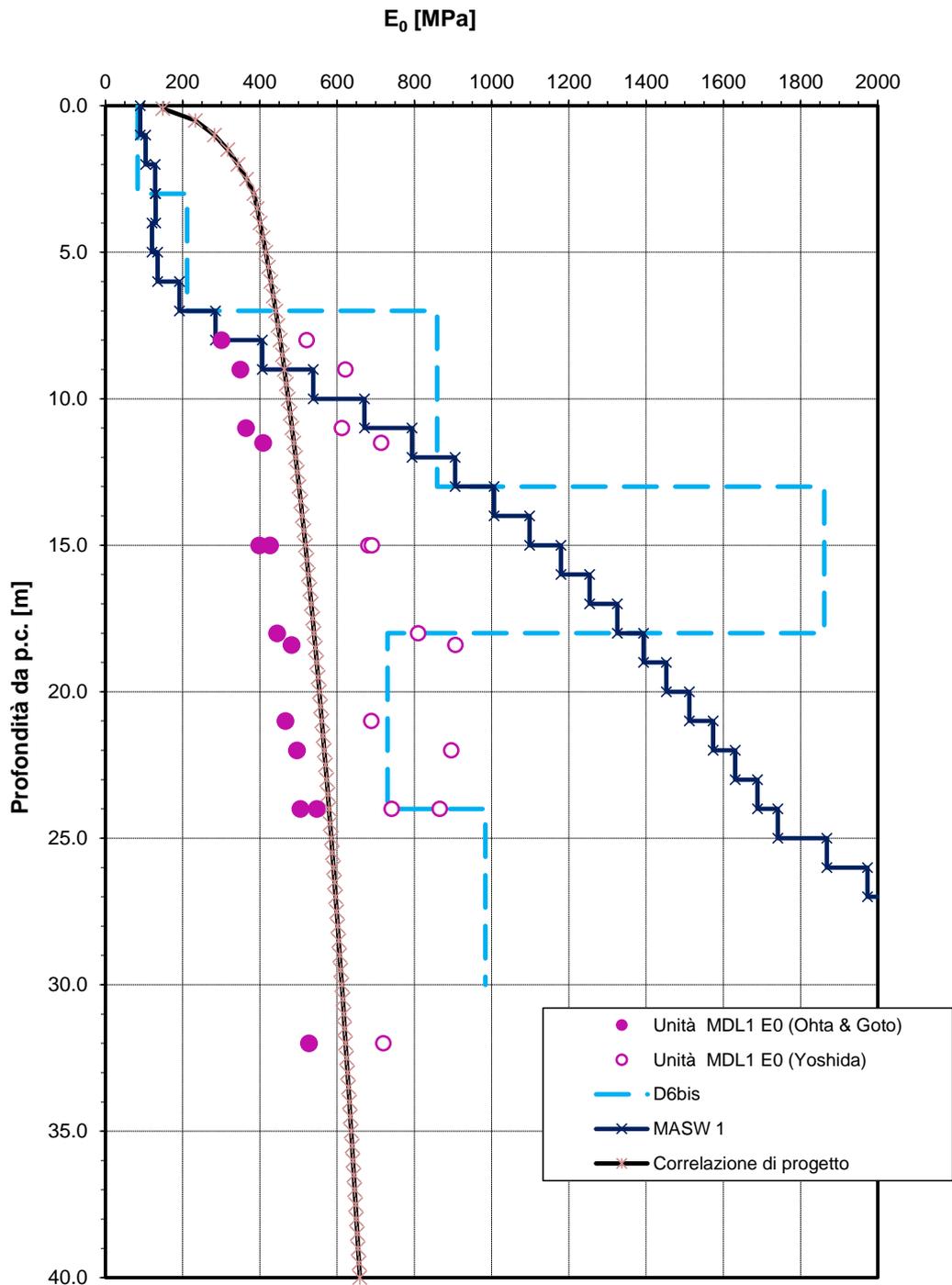


Fig. 64 – Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche – Unità MDL1

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

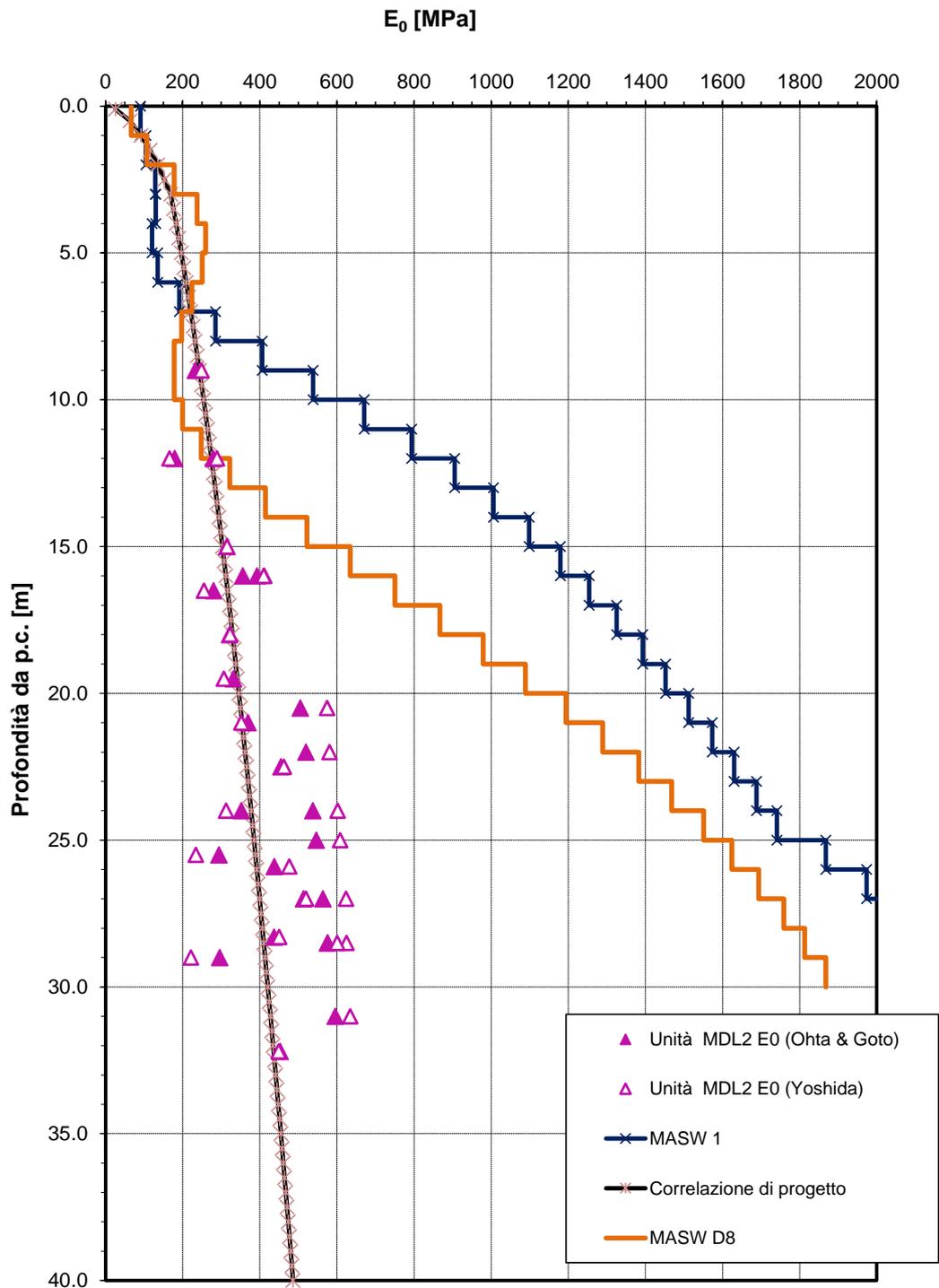


Fig. 65 – Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche – Unità MDL2

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

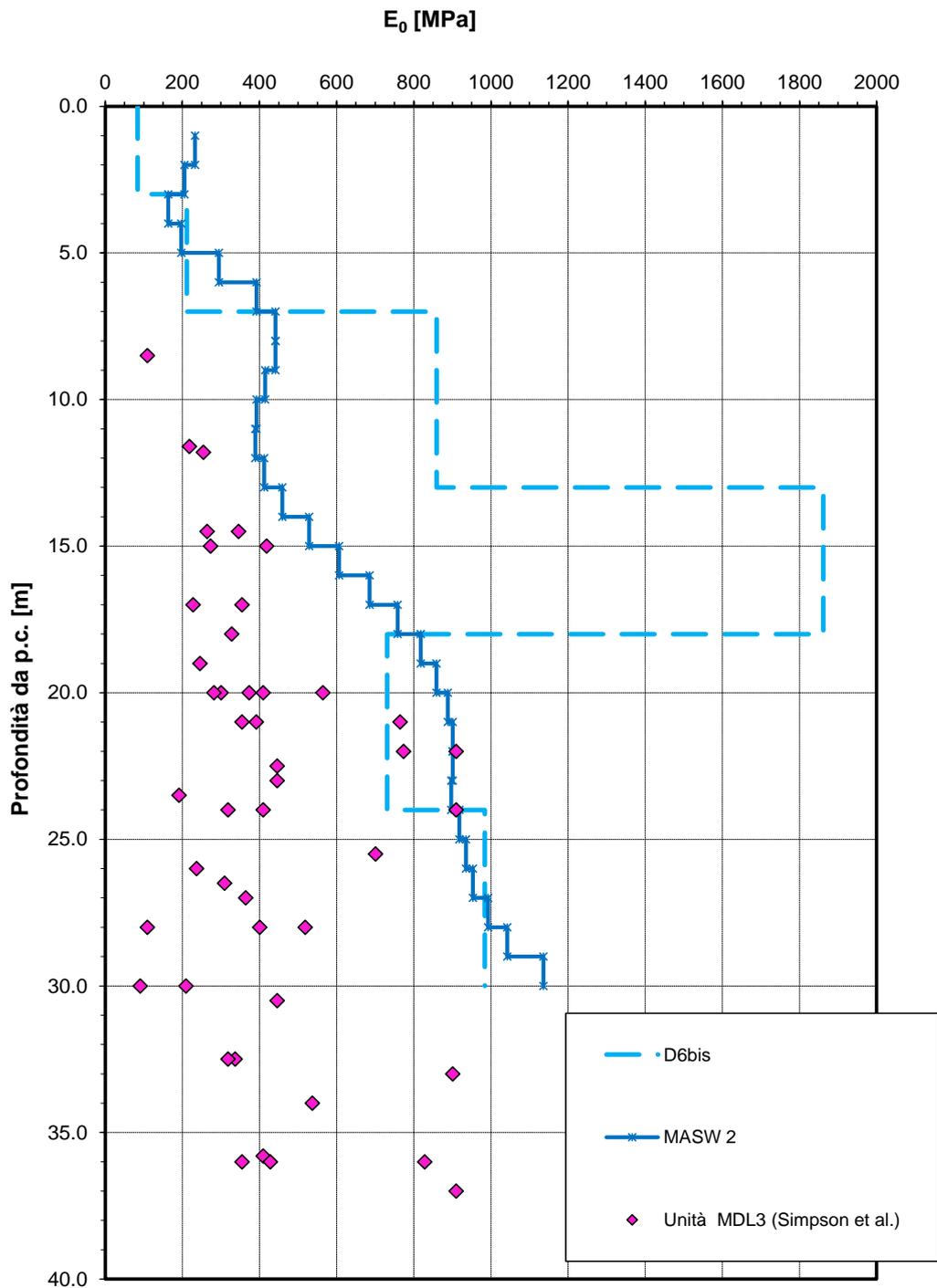


Fig. 66 – Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche – Unità MDL3

**Peso di volume**

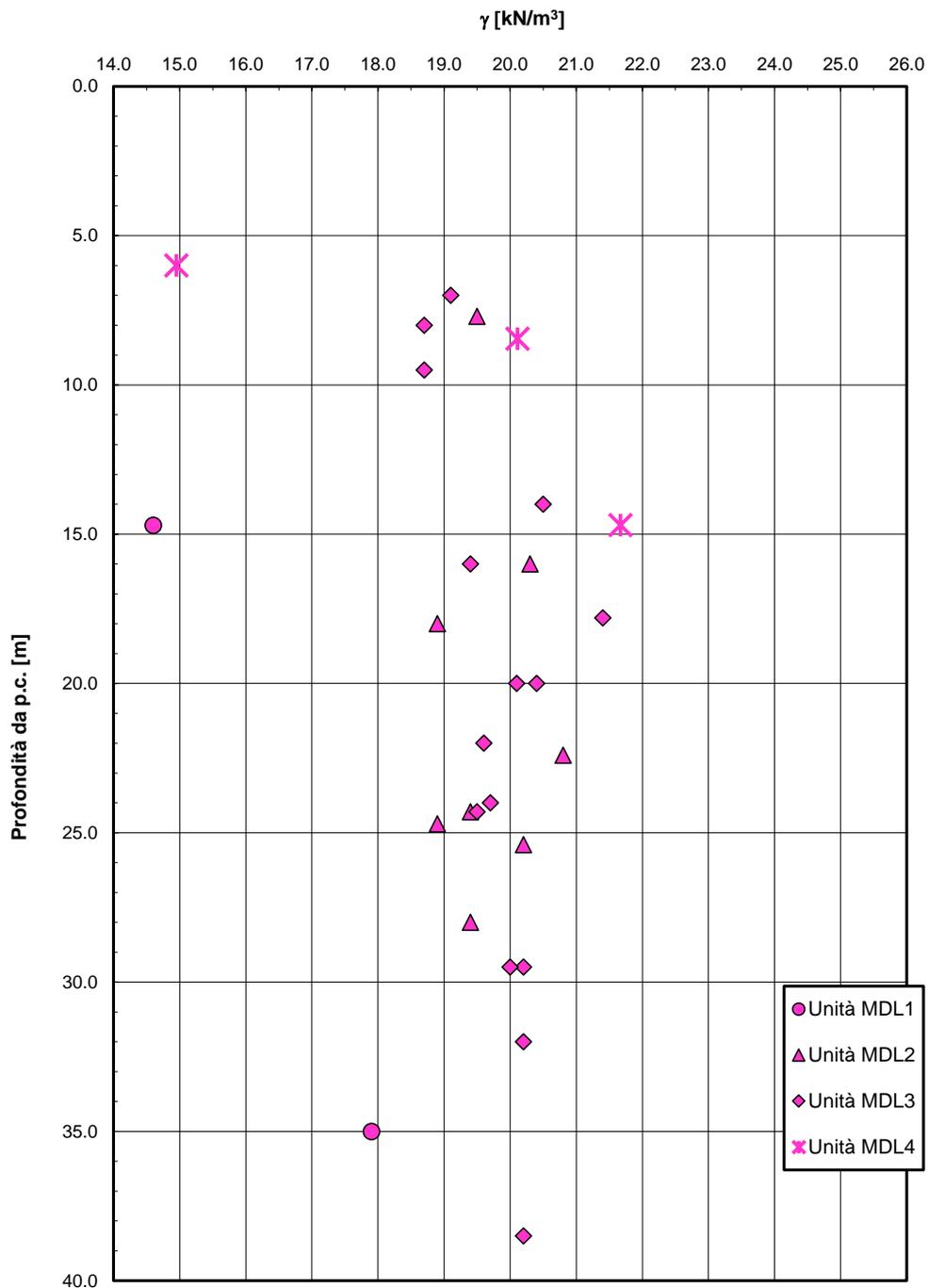


Fig. 67 – Peso di volume naturale – Unità MDL1, MDL2, MDL3, MDL4

**Granulometria unità MDL1**

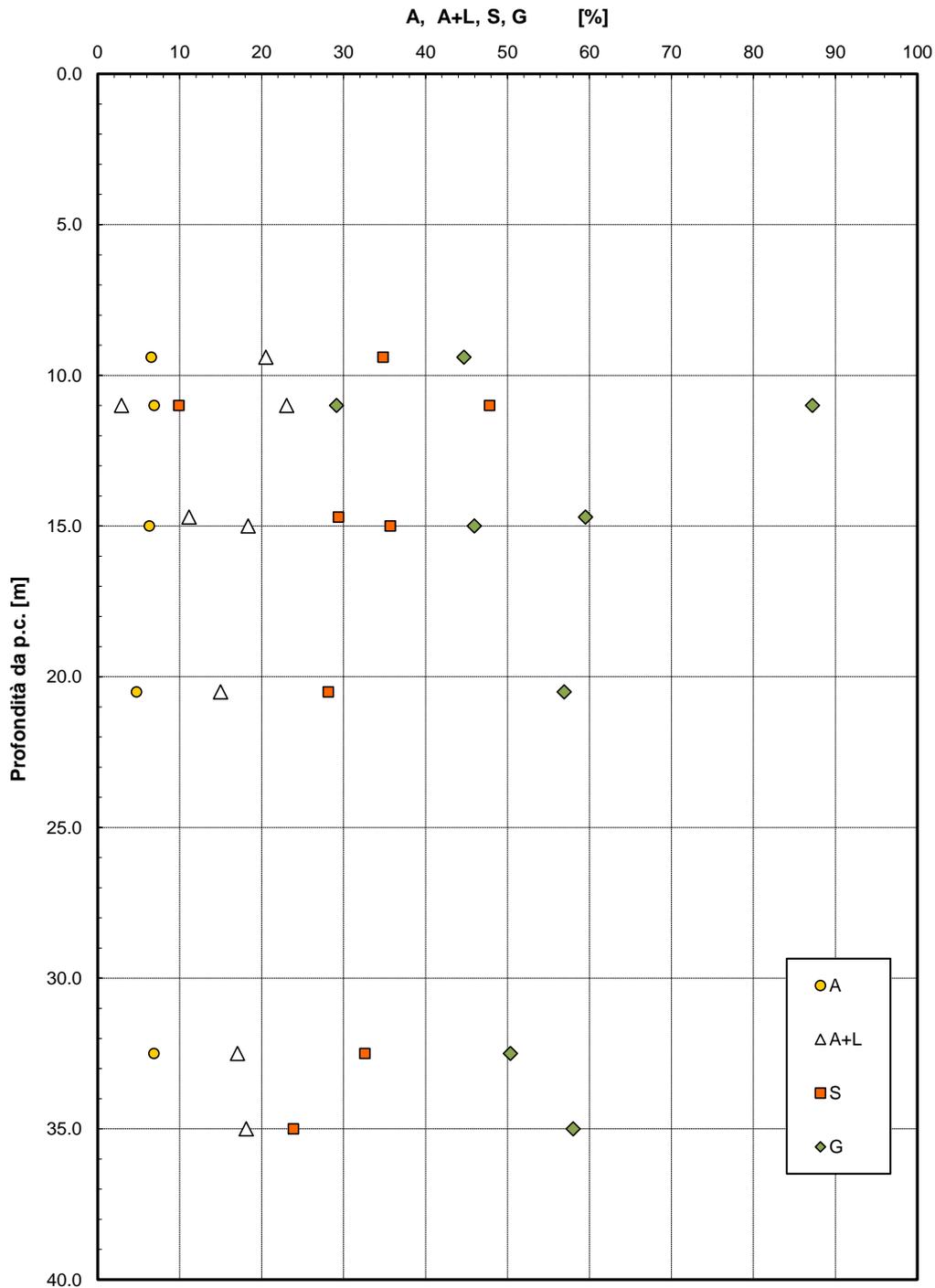


Fig. 68 – Analisi granulometrica – Unità MDL1

**Granulometria unità MDL2**

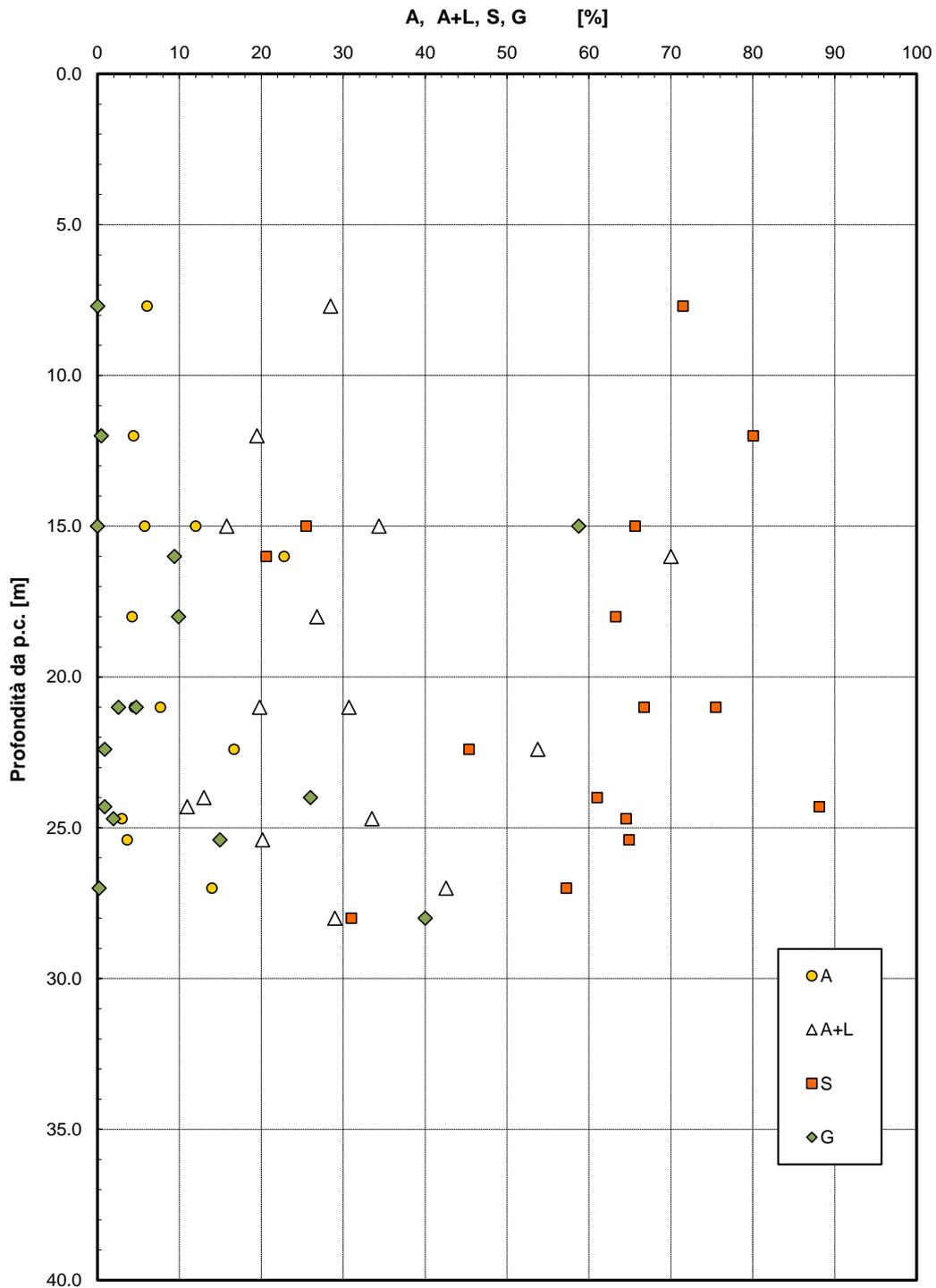


Fig. 69 – Analisi granulometrica – Unità MDL2

**Granulometria unità MDL3**

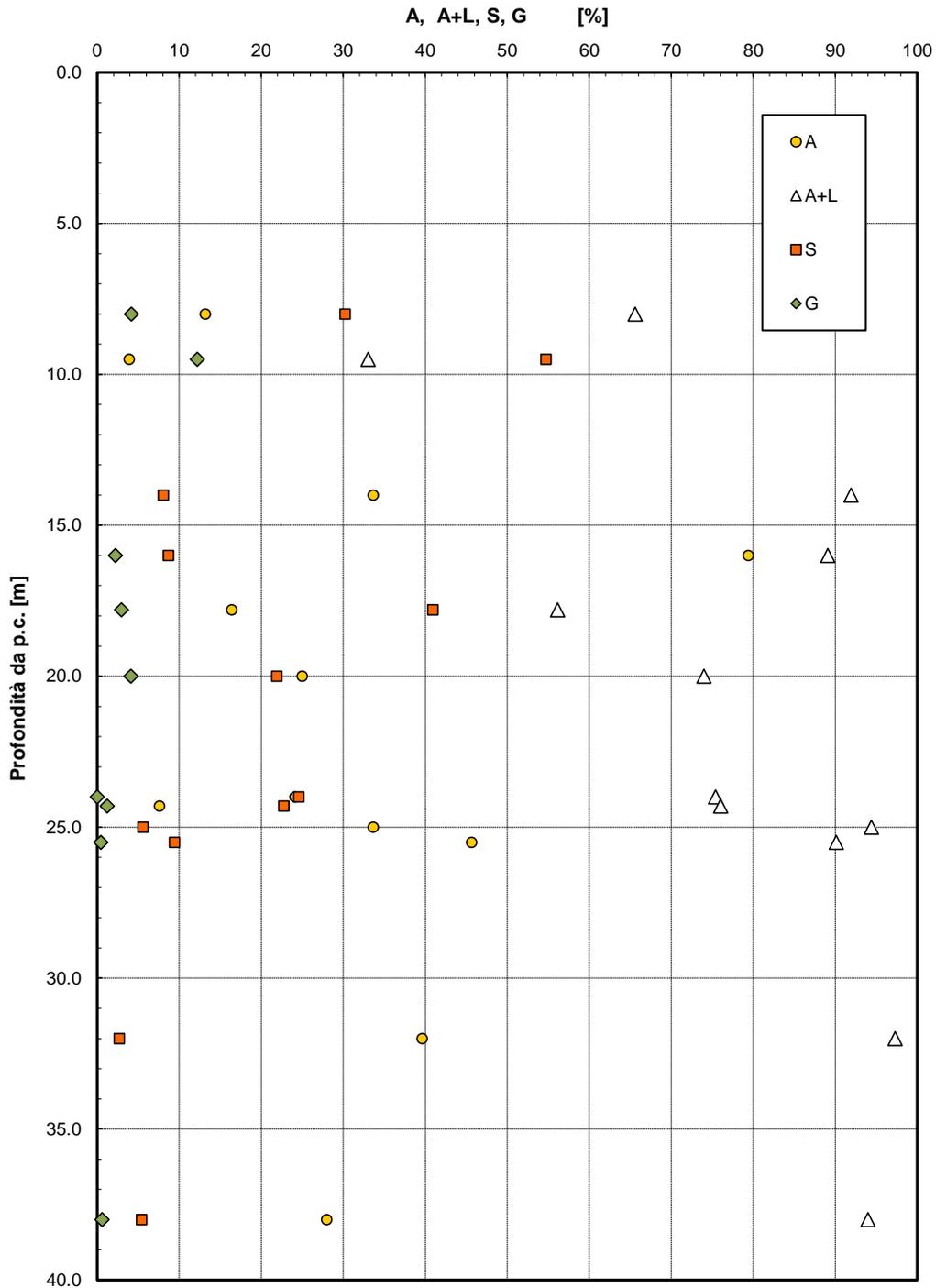


Fig. 70 – Analisi granulometrica – Unità MDL3

**Limiti di Atterberg e contenuto naturale d'acqua**

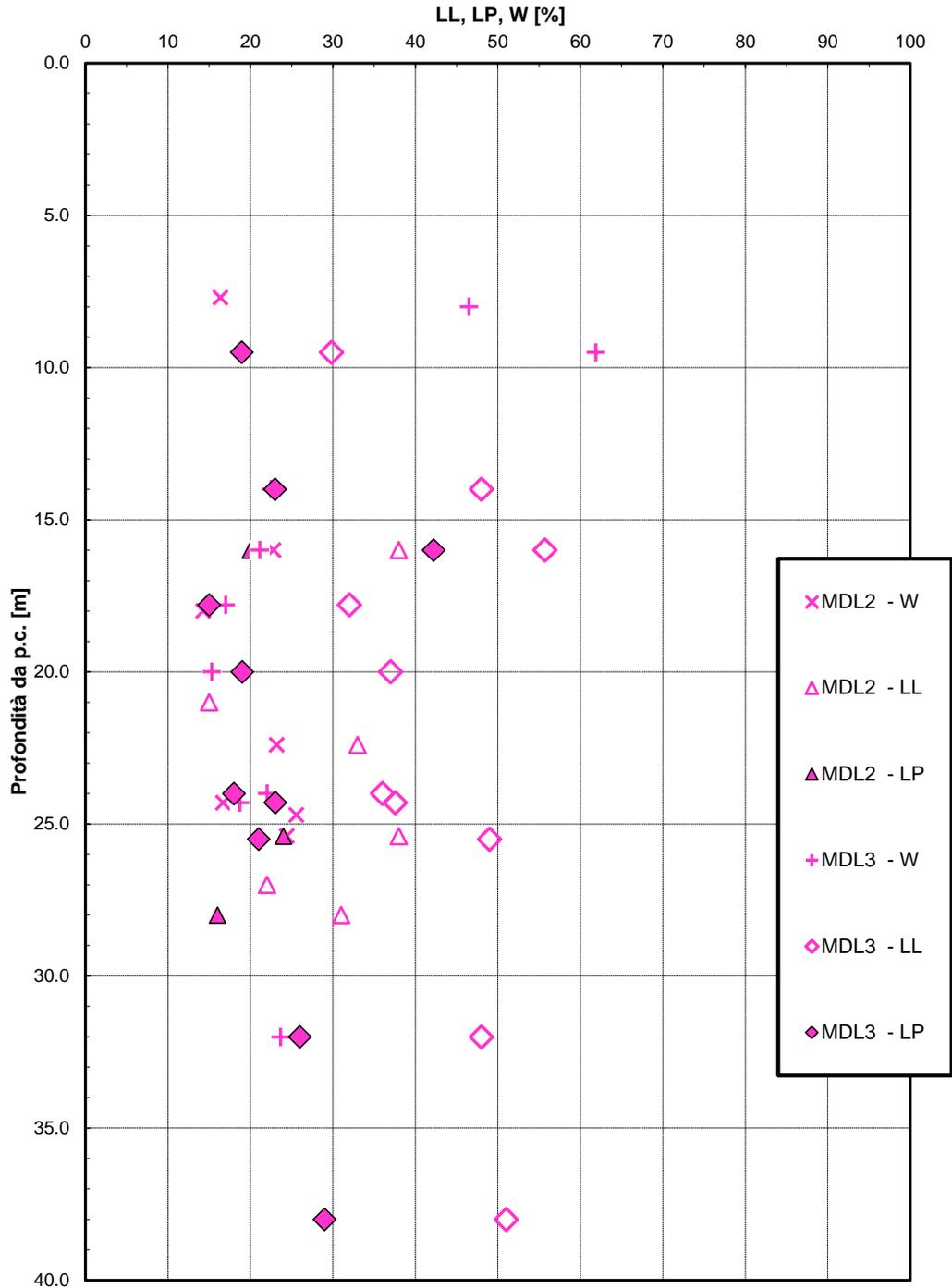


Fig. 71 - Limiti di Atterberg - Unità MDL2, MDL3

**Carta di Plasticità di Casagrande**

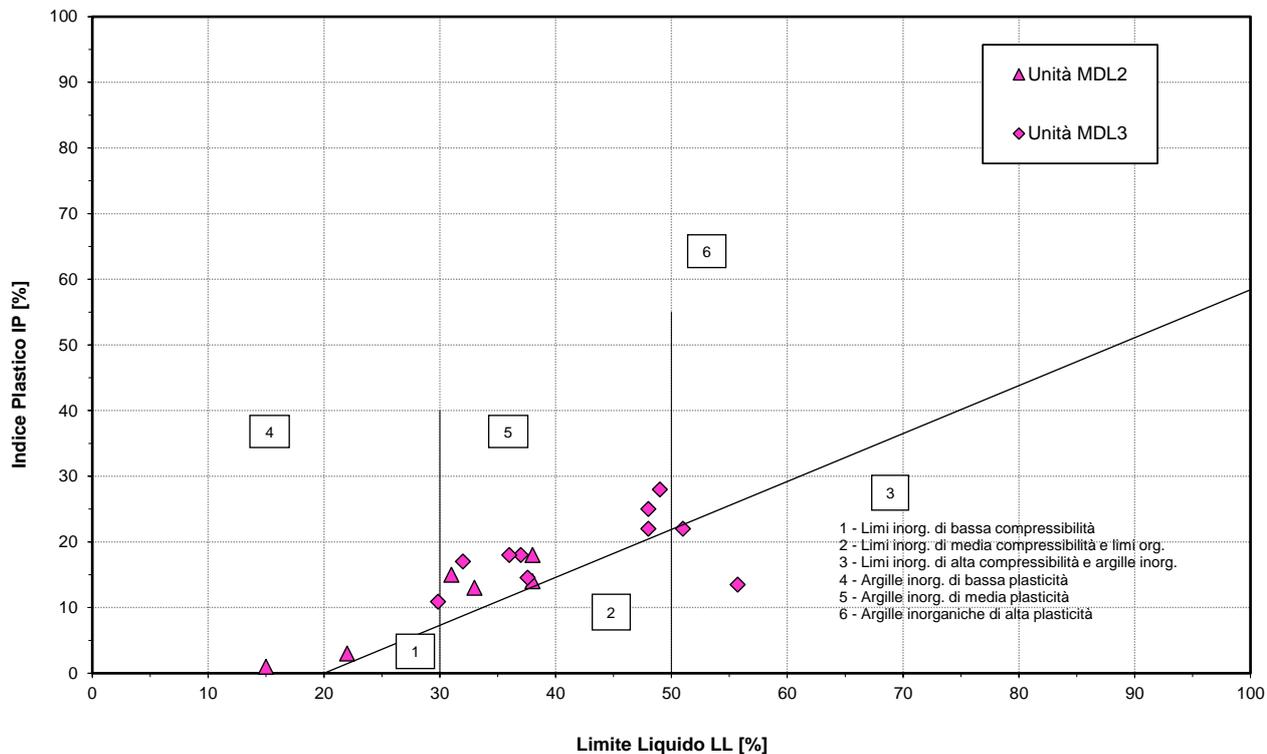


Fig. 72 – Carta di plasticità di Casagrande – Unità MDL2, MDL3

*Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio*

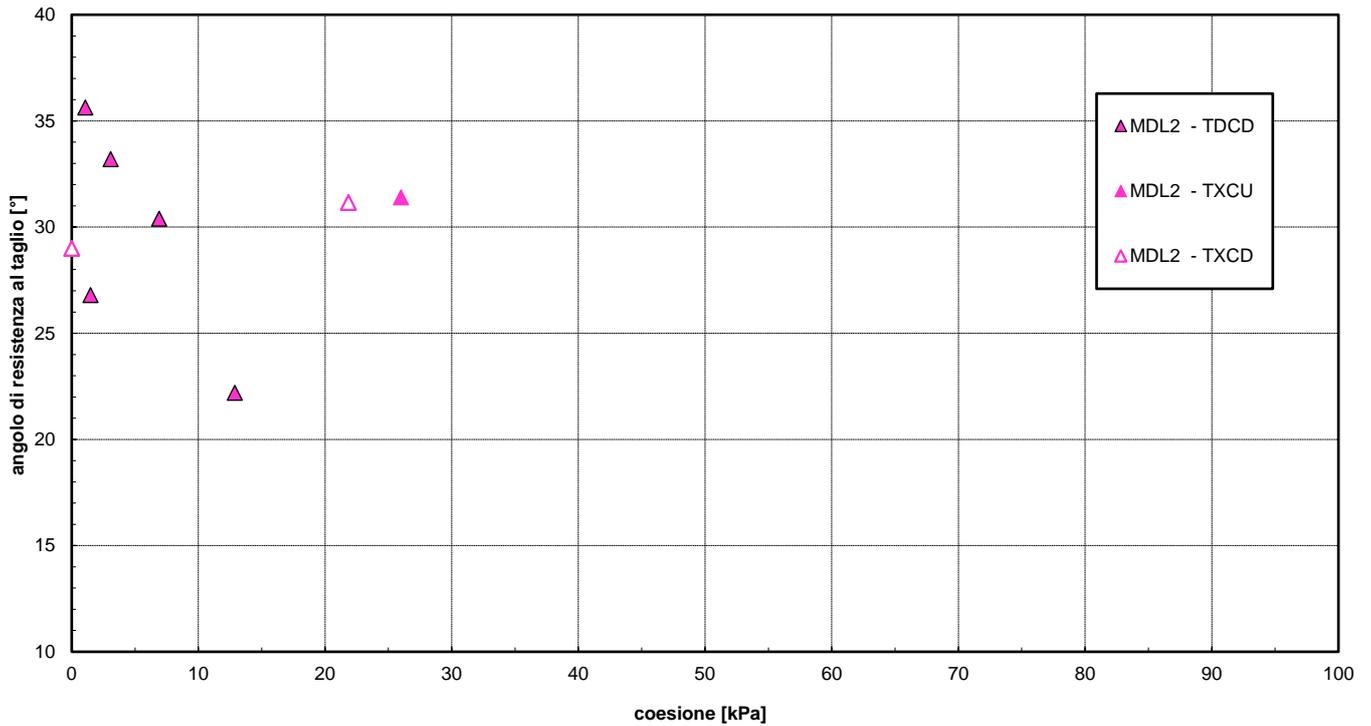


Fig. 73 – Parametri di resistenza al taglio – MDL2 (solo prove sub-lotto 1)

Parametri di resistenza al taglio unità MDL2

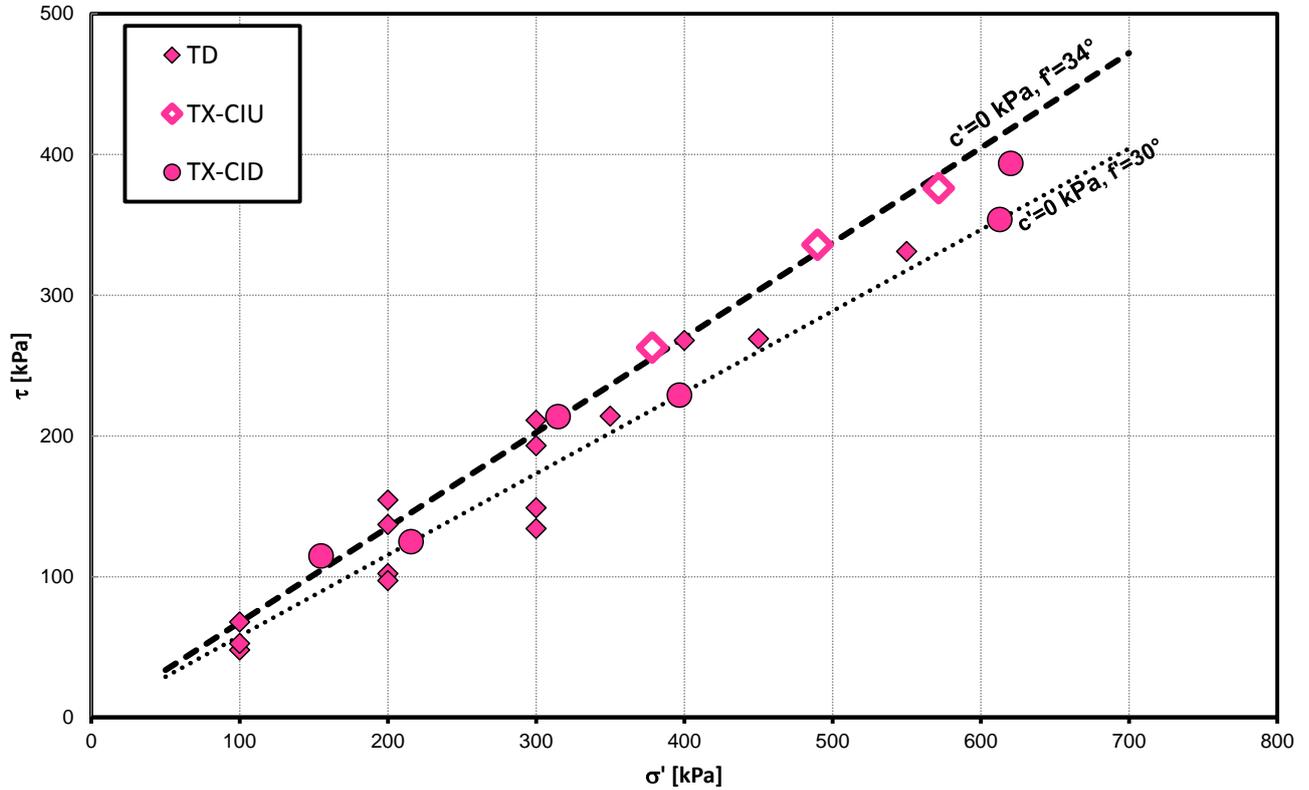


Fig. 74 – Parametri di resistenza al taglio – MDL2 (tutti i campioni della tratta Frasso-Vitulano)

**Andamento dell'indice di consistenza**

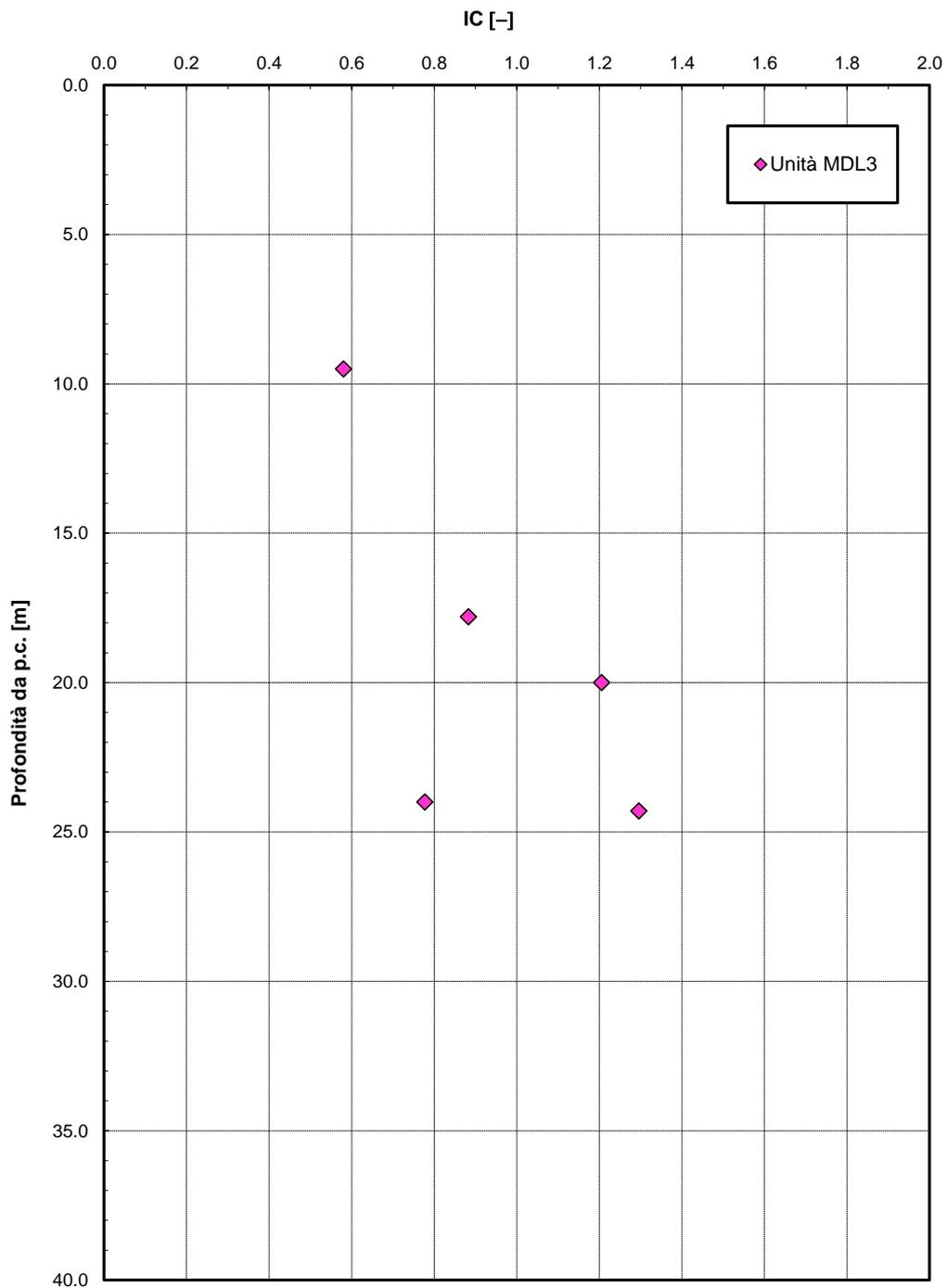


Fig. 75 – Indice di consistenza – Unità MDL3

Andamento della resistenza al taglio non drenata

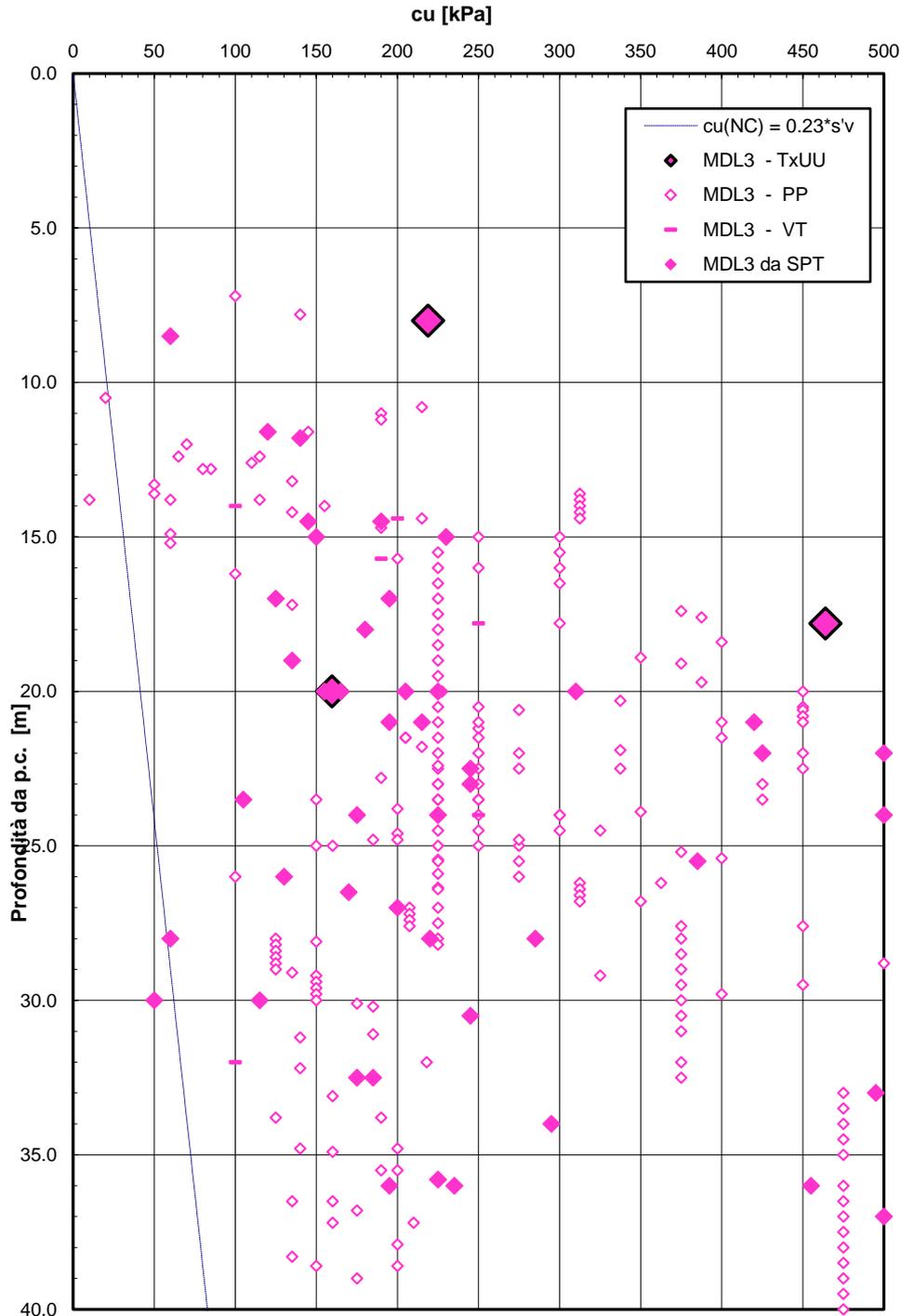


Fig. 76 - Resistenza al taglio non drenata (laboratorio+VT+PP+SPT)- Unità MDL3

Andamento della resistenza al taglio non drenata

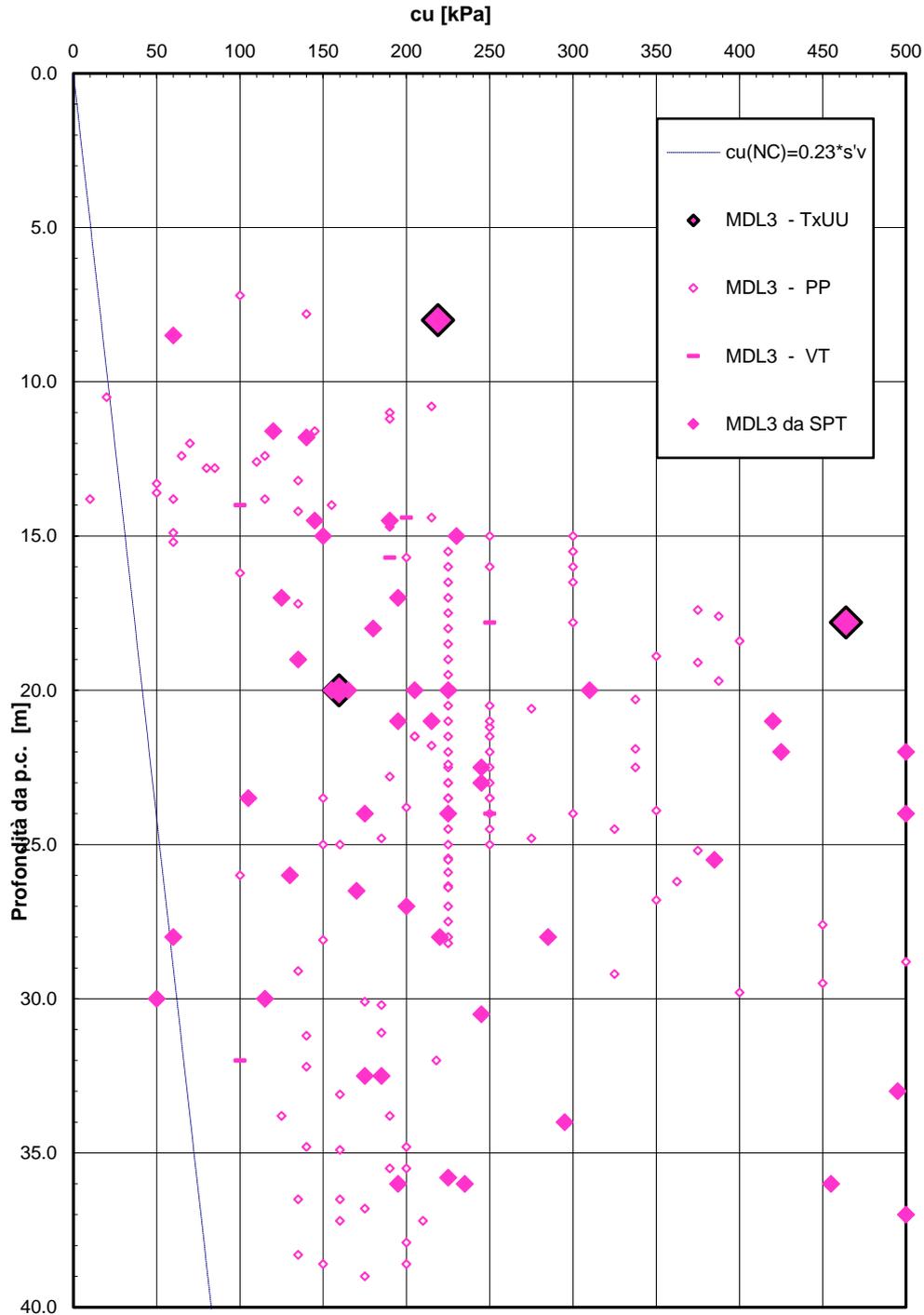


Fig. 77 - Resistenza al taglio non drenata (laboratorio+VT+PP+SPT) – Unità MDL3 (Cu senza PP del 2017)

Parametri di resistenza al taglio - Unità MDL3 - sub lotto 1

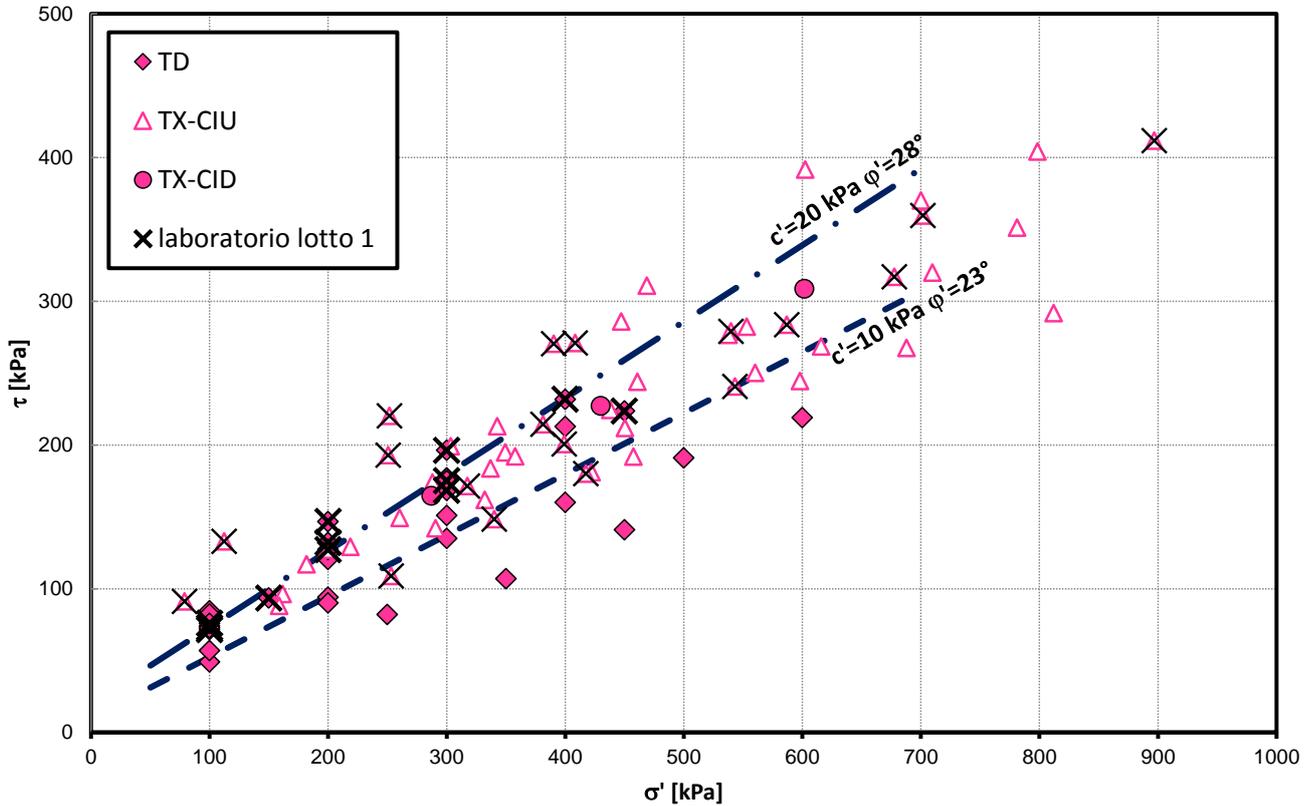


Fig. 78 – Parametri di resistenza al taglio nel piano  $\tau$ - $\sigma'$  - MDL3

*Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio*

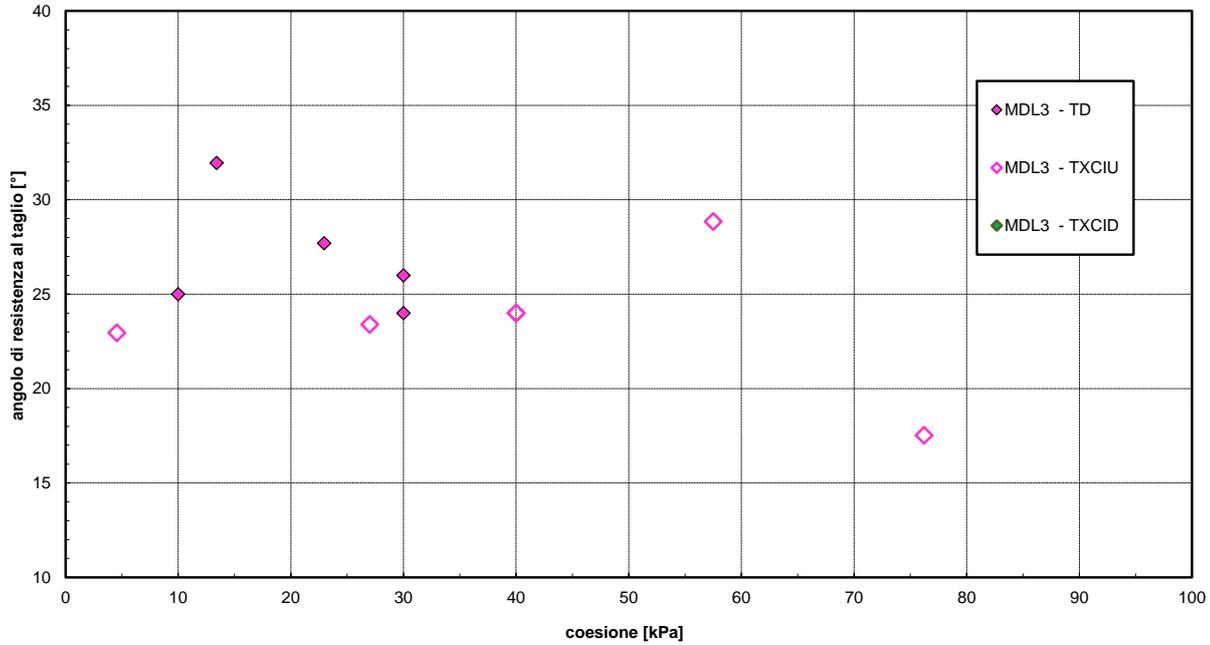


Fig. 79 – Parametri di resistenza al taglio – MDL3

Andamento della resistenza al taglio con la profondità

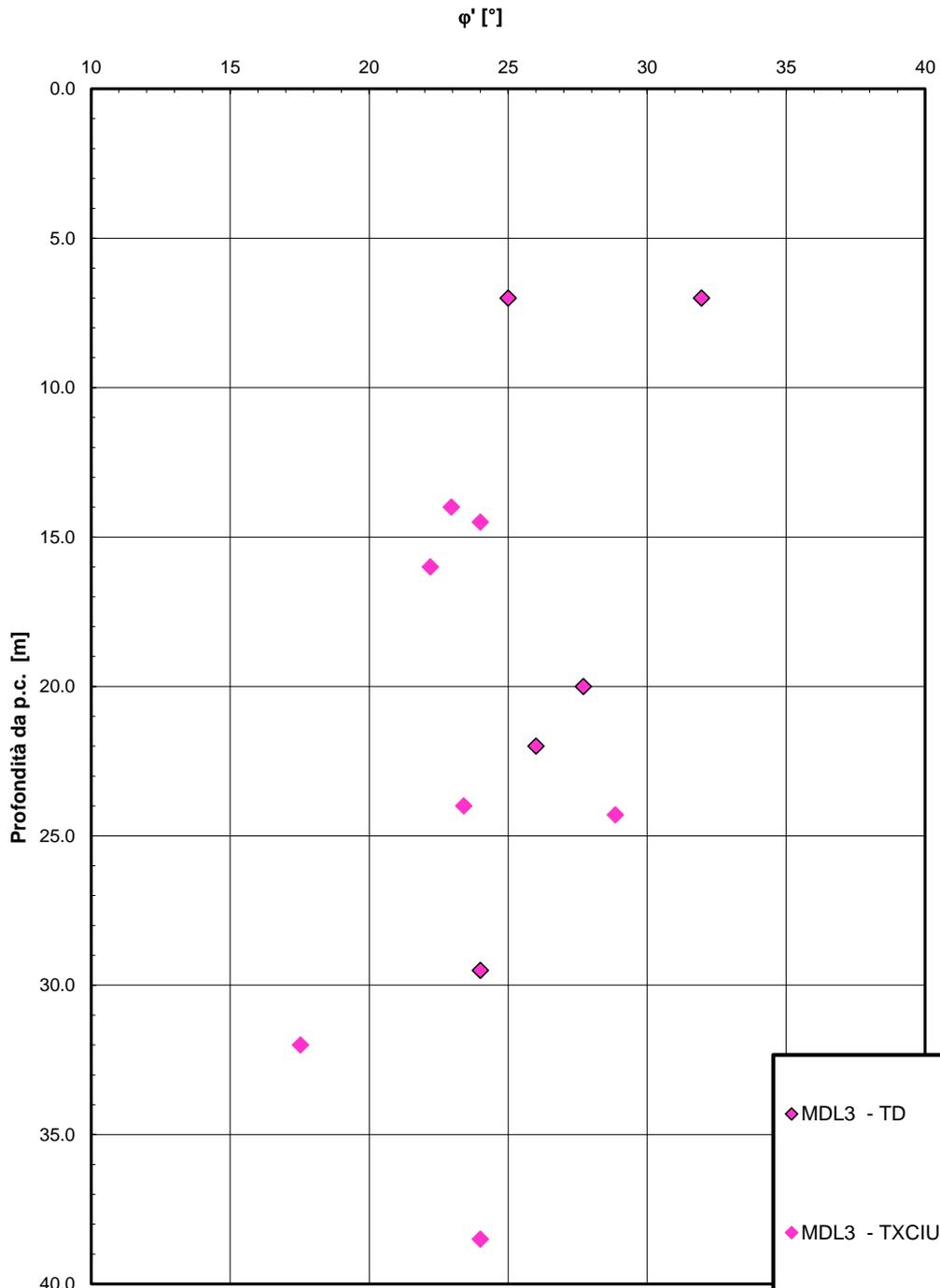


Fig. 80 - Angolo di resistenza al taglio con la profondità - MDL3

Andamento della coesione con la profondità

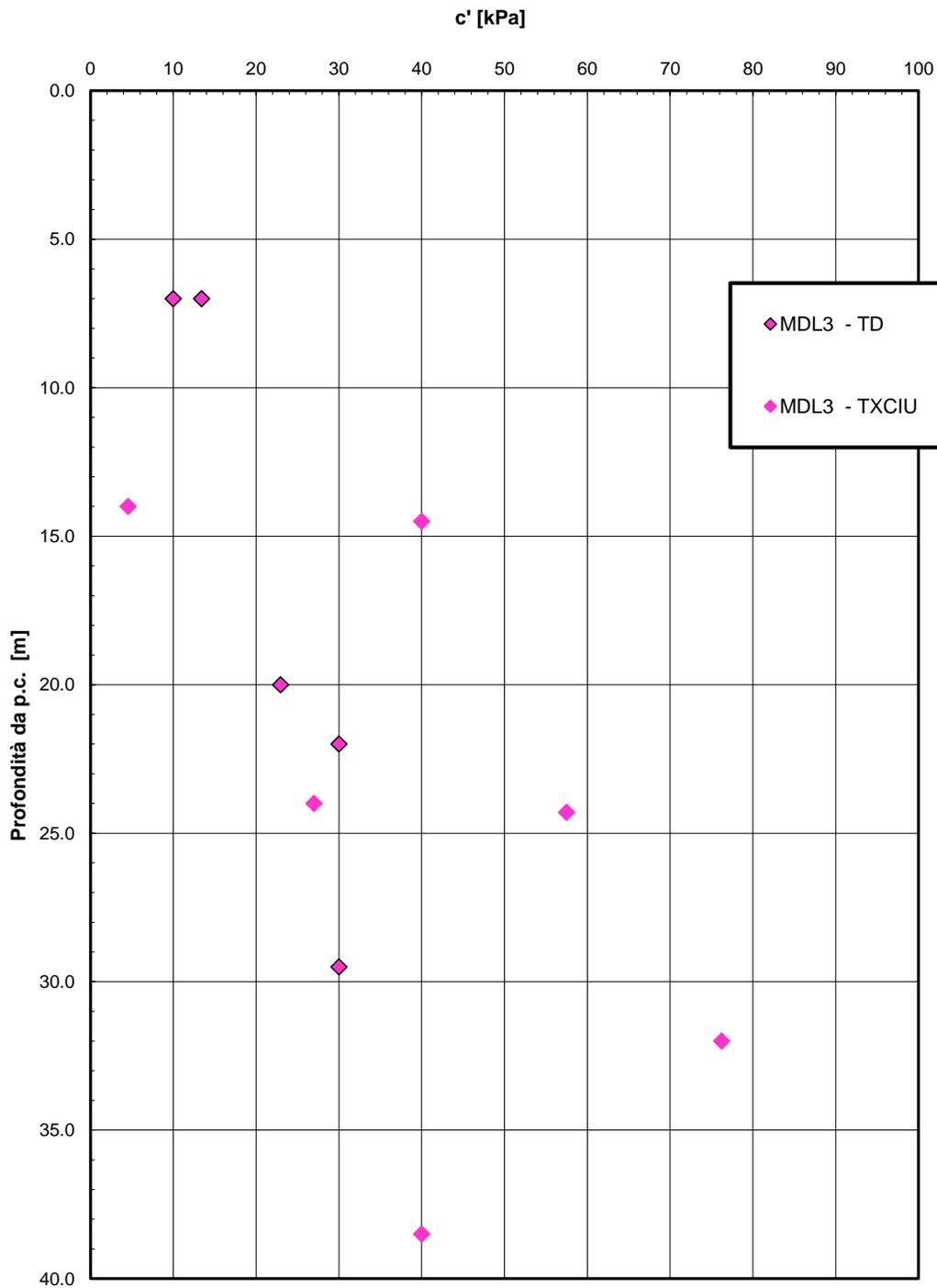


Fig. 81 – Coesione drenata con la profondità – MDL3

**Resistenza a compressione monoassiale**

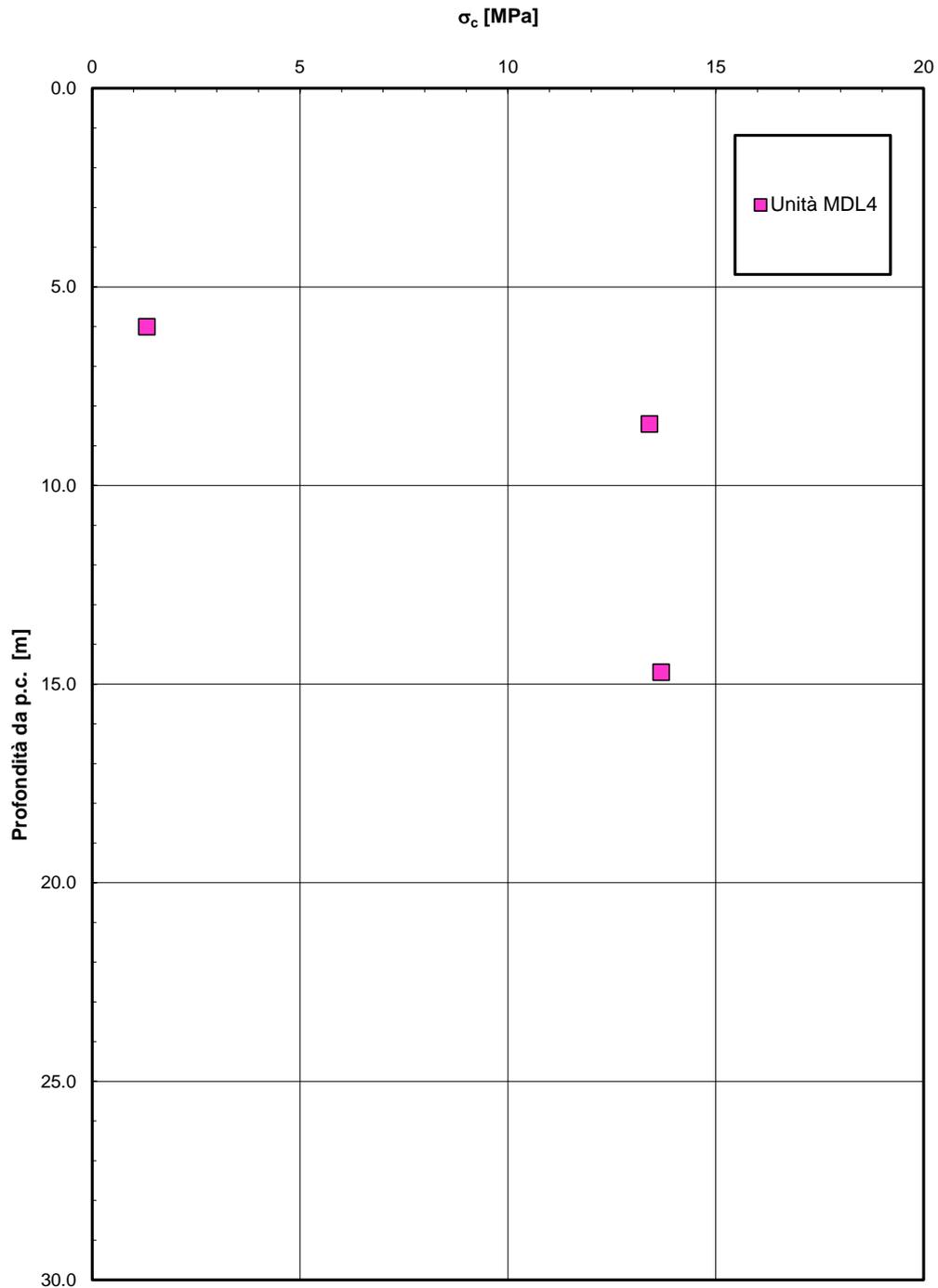


Fig. 82 – Resistenza a compressione monoassiale – Unità MDL4

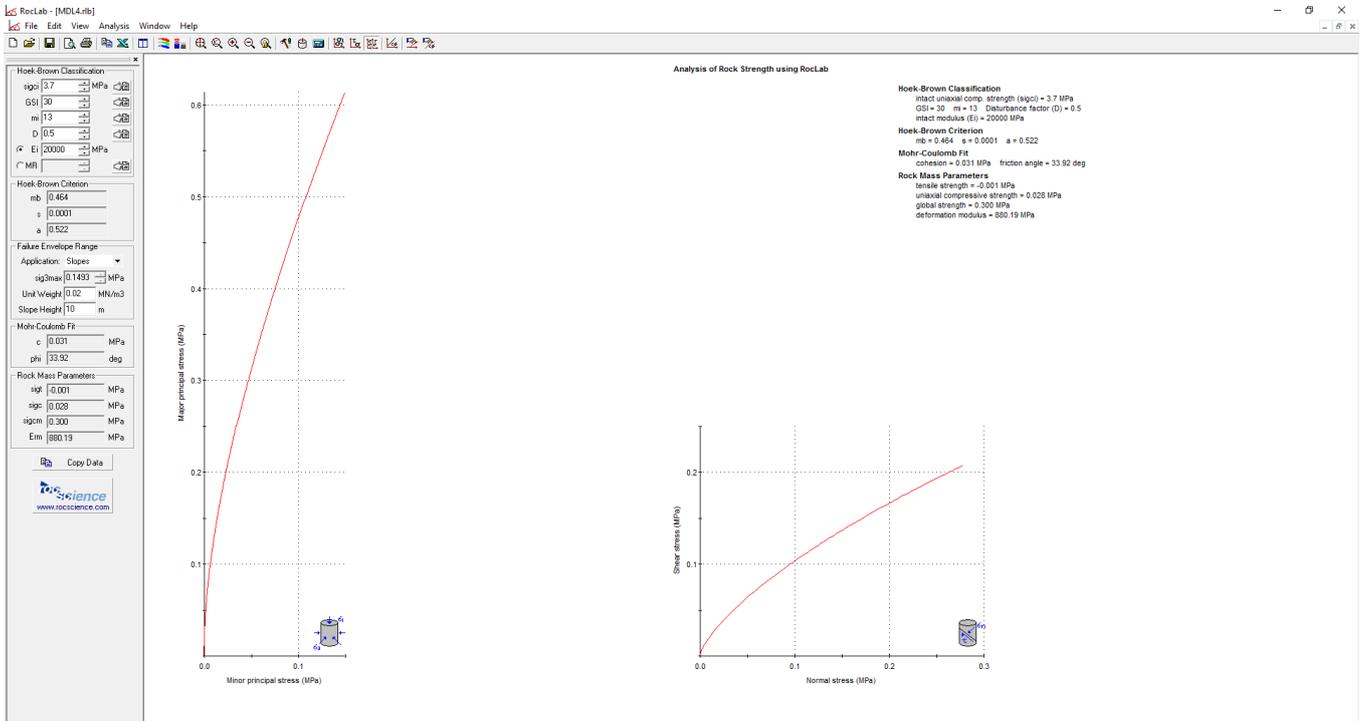


Fig. 83 – Risultati Hoek e Brown – Unità MDL4 - ,  $\sigma_{c,10\%} = 3.7$  MPa

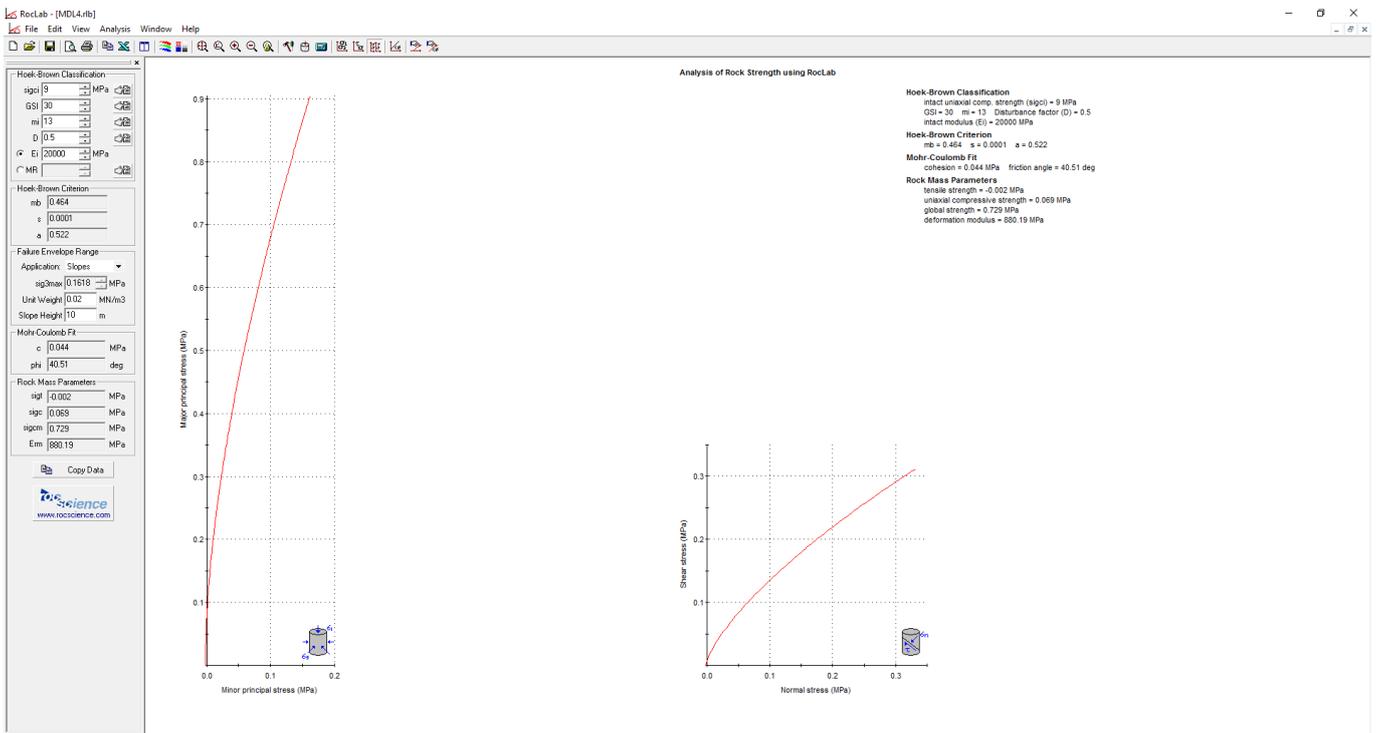


Fig. 84 – Risultati Hoek e Brown – Unità MDL4 - ,  $\sigma_{c,media} = 9$  MPa

Velocità delle onde di taglio da indagini sismiche

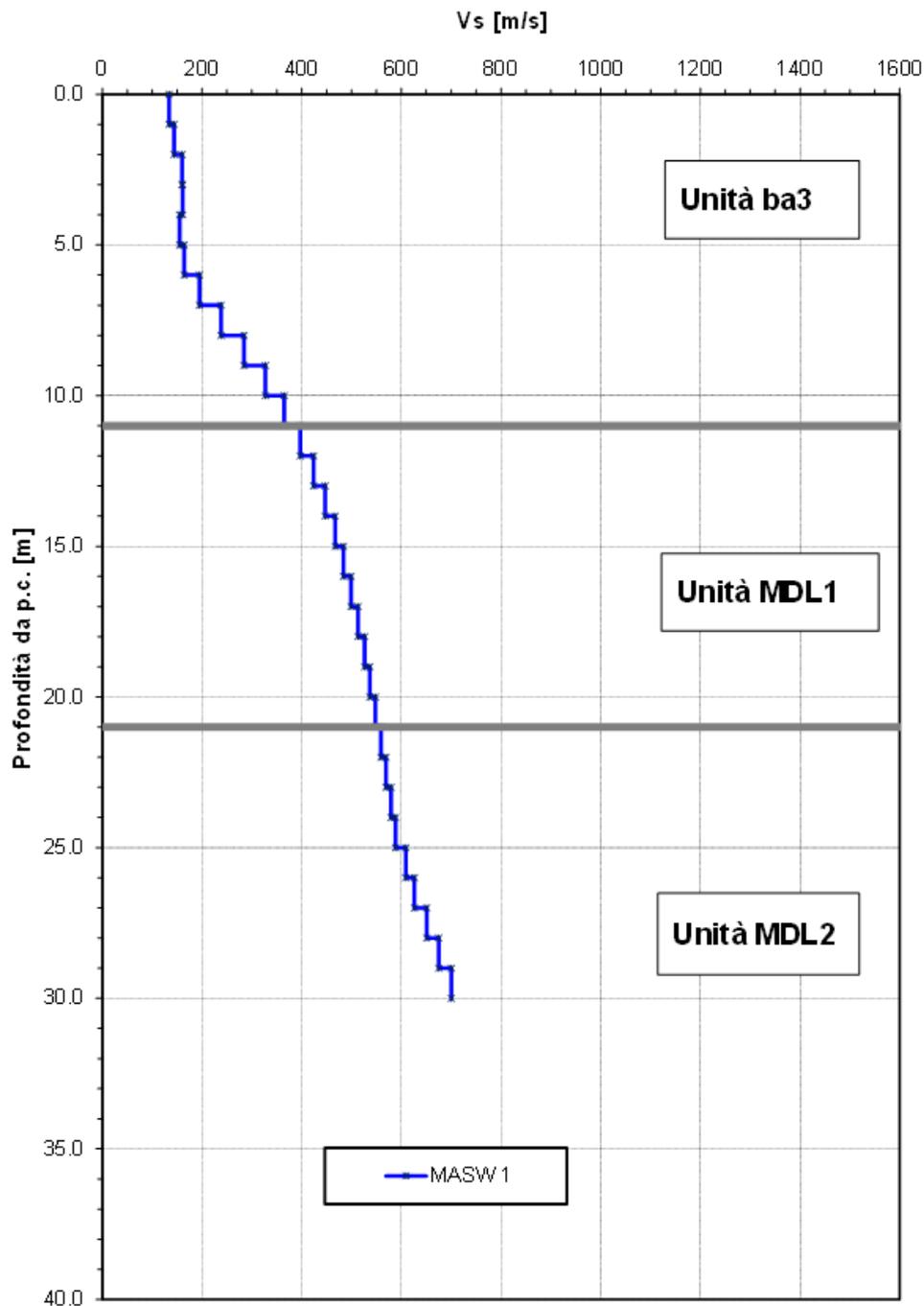


Fig. 85 - Velocità delle onde di taglio – MASW1

**Velocità delle onde di taglio da indagini sismiche**

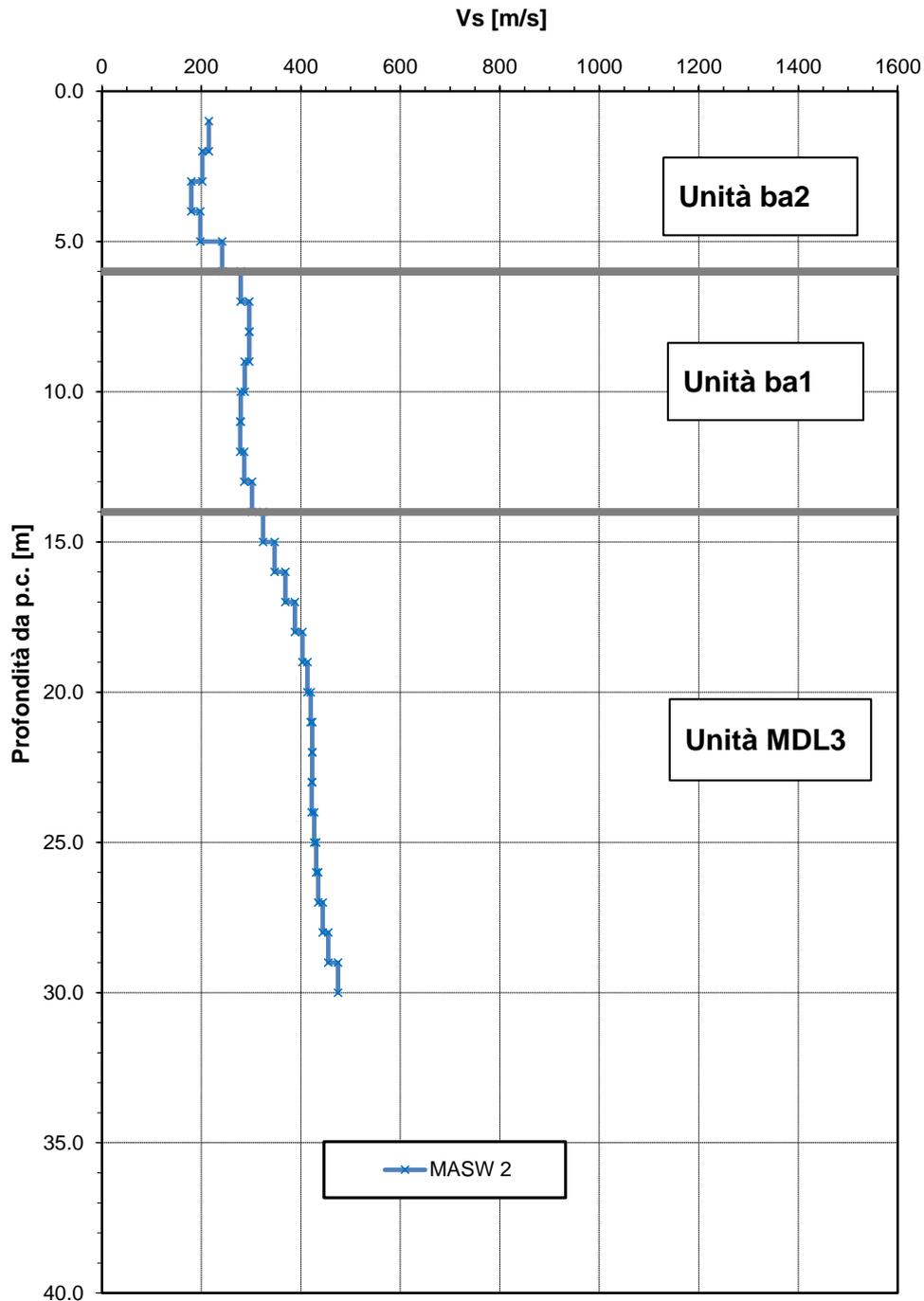


Fig. 86 - Velocità delle onde di taglio – MASW2

**Velocità delle onde di taglio da indagini sismiche**

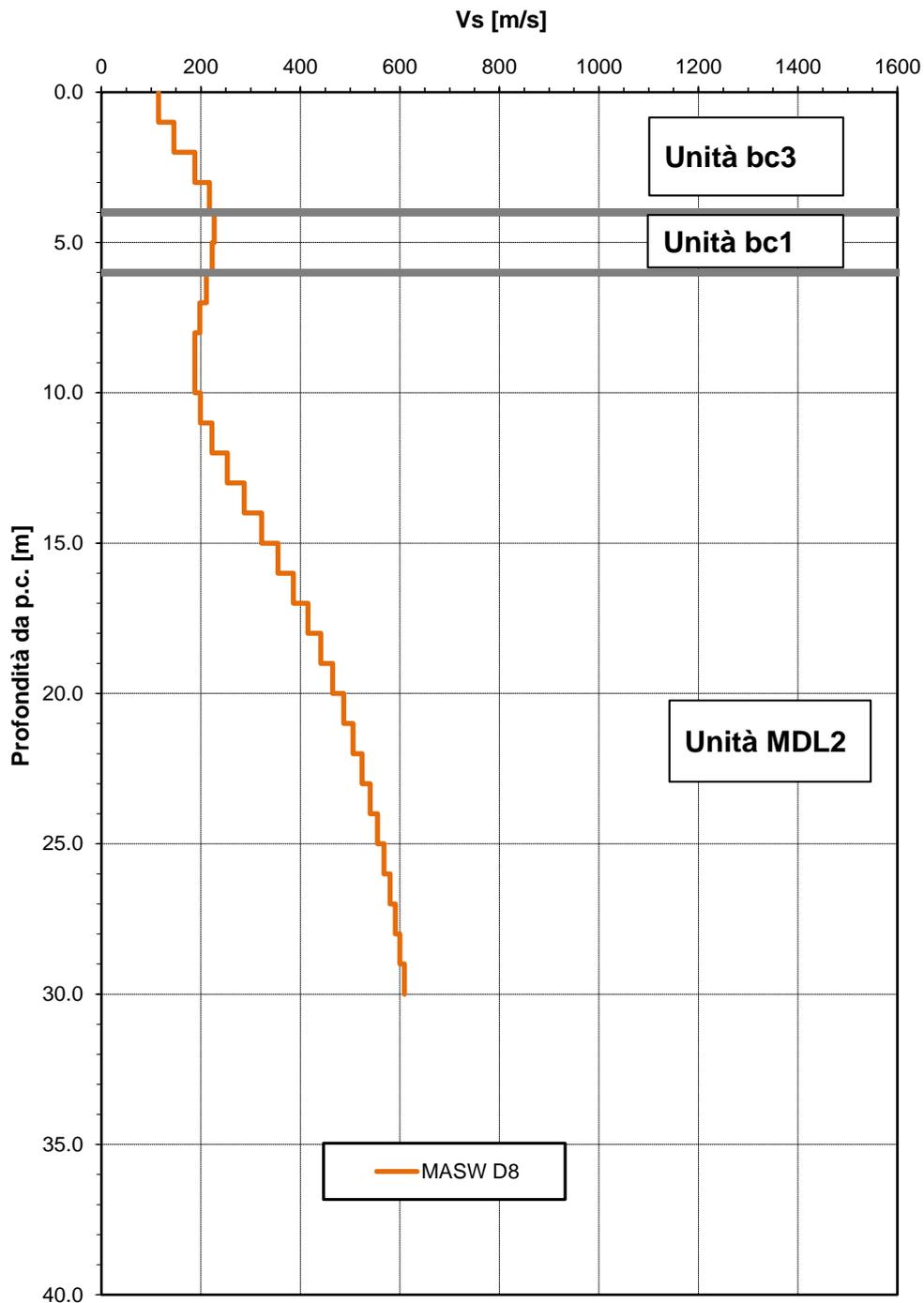


Fig. 87 - Velocità delle onde di taglio – MASW D8

Velocità delle onde di taglio da indagini sismiche

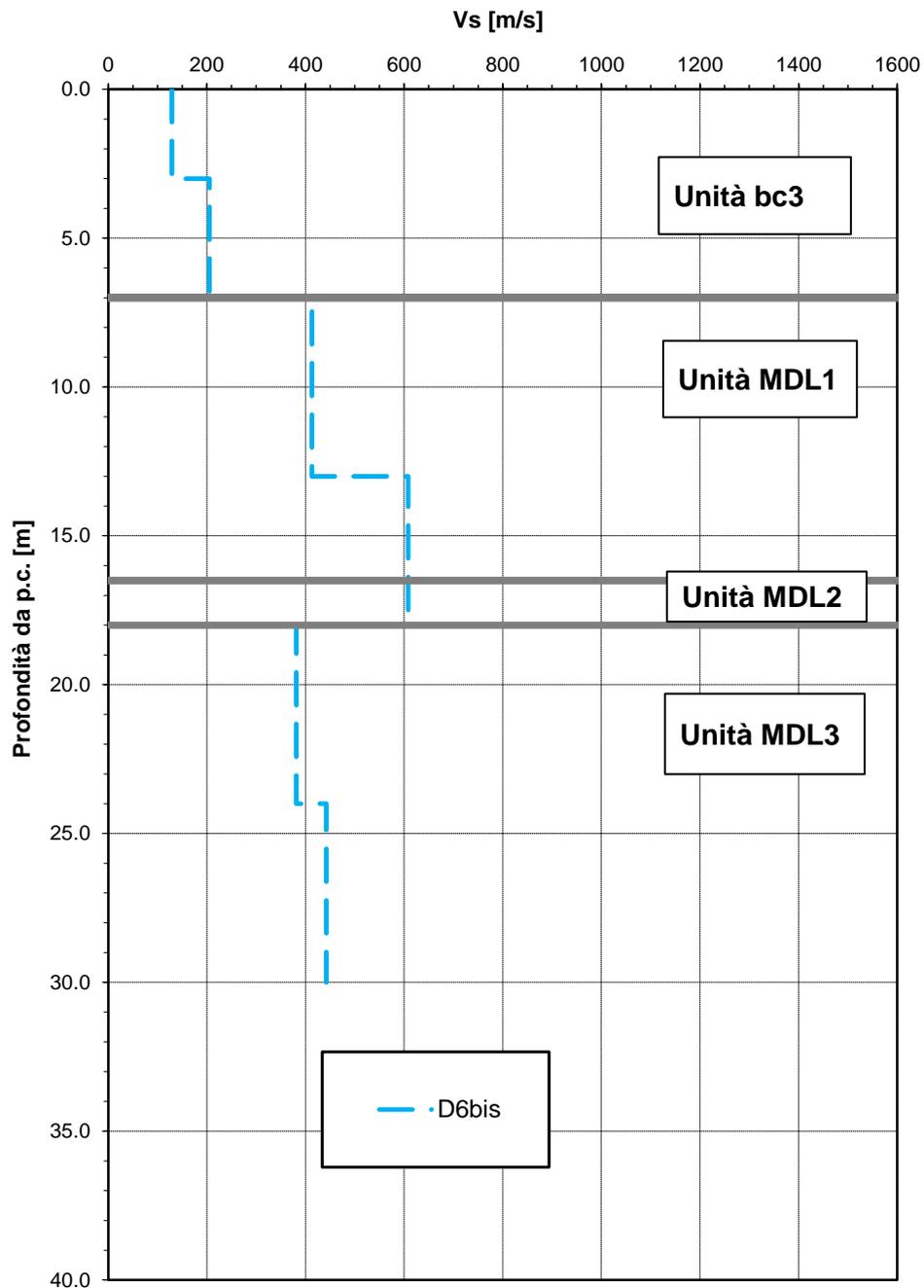


Fig. 88 - Velocità delle onde di taglio – D6bis (Down-Hole)

**Velocità delle onde di taglio da indagini sismiche**

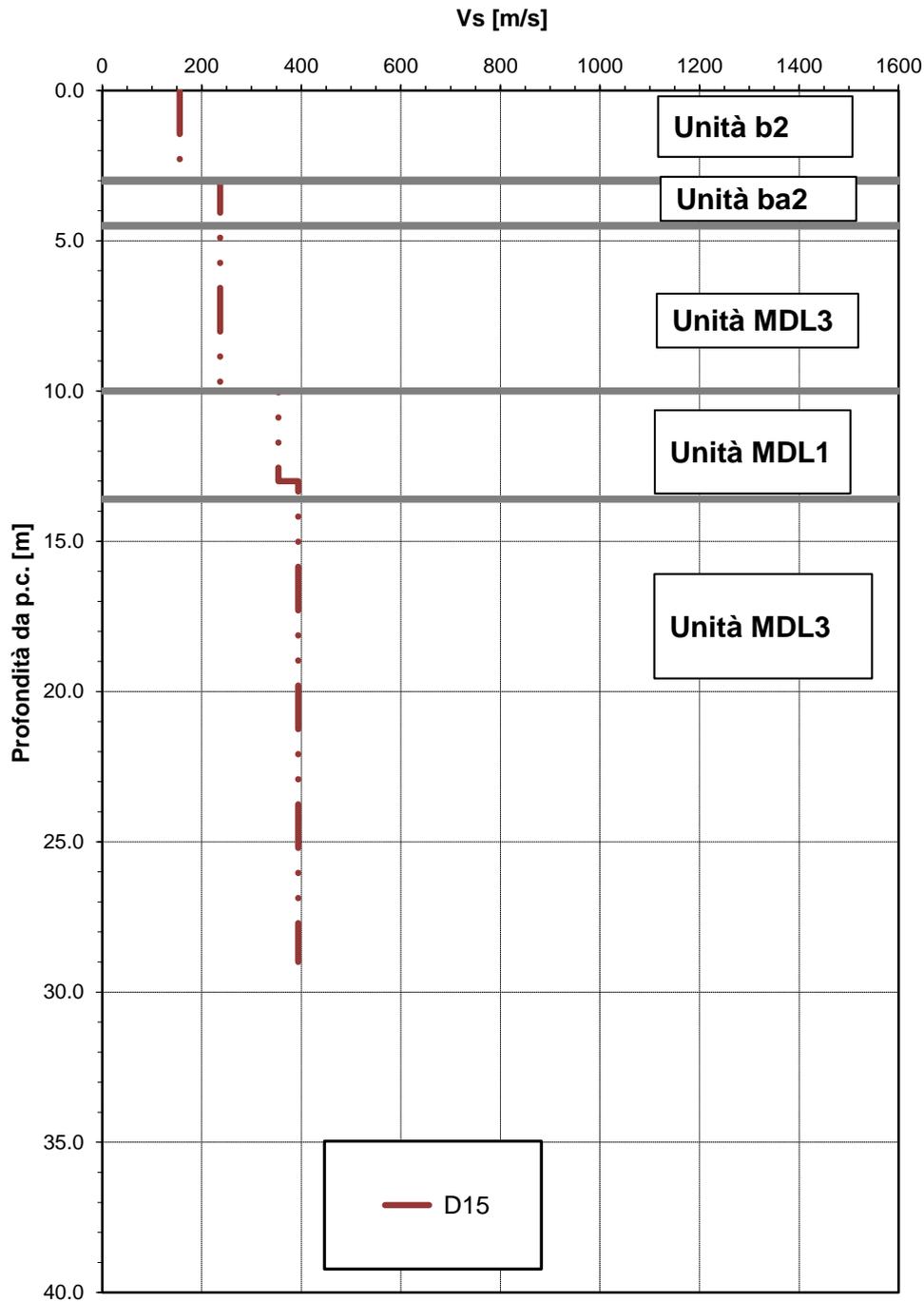


Fig. 89 - Velocità delle onde di taglio – D15 (Down-Hole)

Velocità delle onde di taglio da indagini sismiche

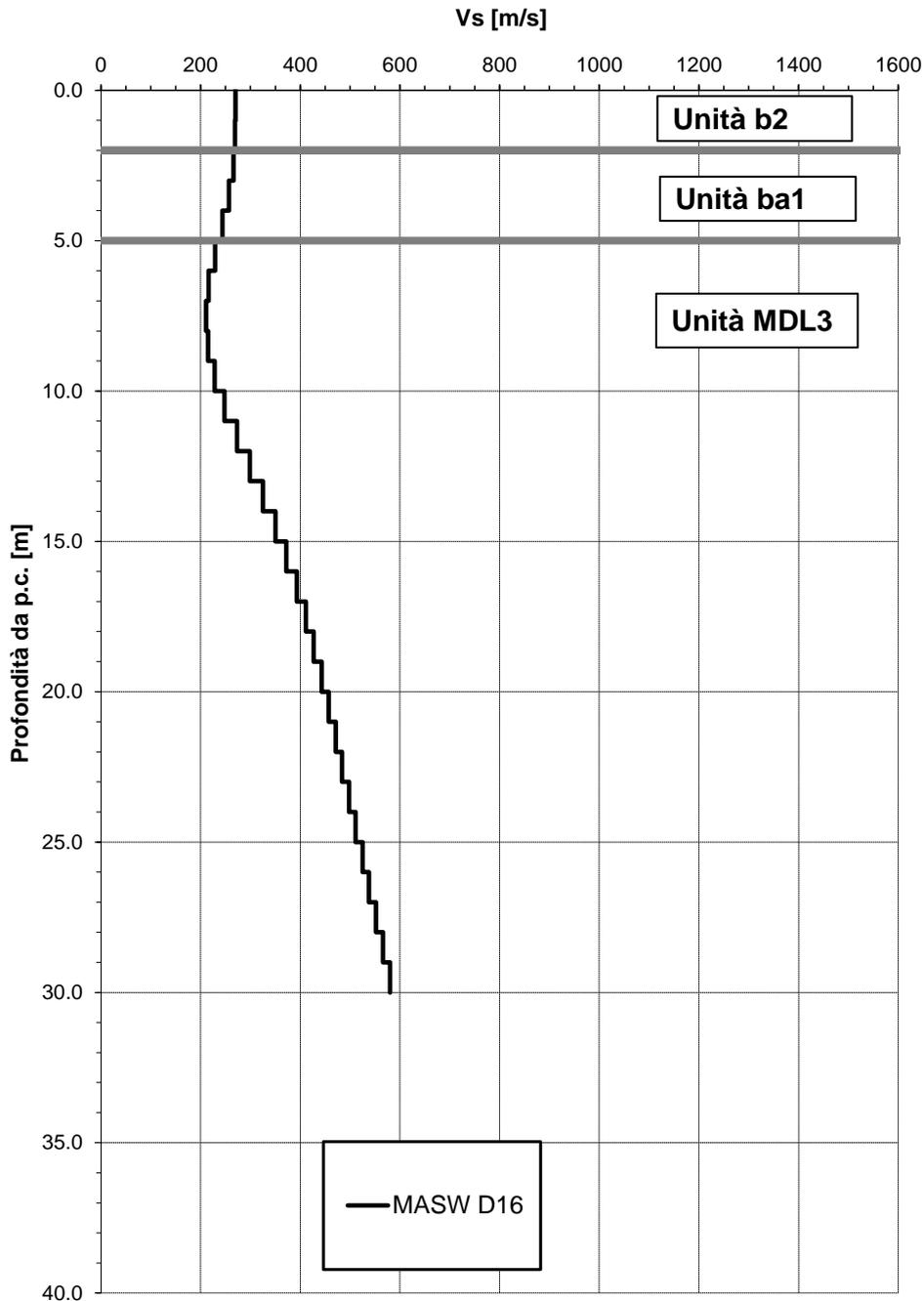


Fig. 90 - Velocità delle onde di taglio – D16 (MASW)

## 5.21 Sintesi parametri geotecnici di progetto

Nel seguito si riassumono i parametri geotecnici di progetto per le varie unità geotecniche.

### Unità Ra – Terreno di riporto – rilevato ferroviario esistente

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E' = 35 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico operativo

### Unità b2 – Limo argilloso deb. sabbioso

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 23\div 25^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0\div 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$c_u = 60\div 170 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$V_s = 150\div 250 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 45\div 120 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
$E_o = 120\div 300 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

### Unità ba1 – Ghiaia sabbiosa (Alluvioni attuali e recenti)

$\gamma = 18.5\div 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 38\div 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$N_{spt} = 30\div R$	numero di colpi da prova SPT
$D_r = 60\div 90\%$	densità relativa
$V_s = 200\div 400 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 75\div 300 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
$E_o = 200\div 780 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

### Unità ba2 – Sabbia, sabbia limosa (Alluvioni attuali e recenti)

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 31\div 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$N_{spt} = 8\div 25$	numero di colpi da prova SPT
$D_r = 30\div 70\%$	densità relativa
$V_s = 150\div 240 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 45\div 100 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
$E_o = 100\div 290 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

### Unità ba3 – Argille limose (Alluvioni attuali e recenti)

$\gamma = 19.0\div 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 24\div 27^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0\div 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$c_u = 50\div 215 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$N_{spt} = 5\div 15$	numero di colpi da prova SPT
$V_s = 135\div 300 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 35\div 175 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
$E_o = 90\div 455 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

### Unità bc1 – Ghiaia sabbiosa (Alluvioni antiche)

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$N_{spt} = 43$	numero di colpi da prova SPT
$D_r = 40\%$	densità relativa
$V_s = 200\div 300 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 75\div 175 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 200\div450$  MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

#### Unità bc2 – Sabbia, sabbia limosa (Alluvioni antiche)

$\gamma = 19.5$  kN/m<sup>3</sup> peso di volume naturale  
 $\varphi' = 30\div35^\circ$  angolo di resistenza al taglio  
 $c' = 0$  kPa coesione drenata  
 $N_{spt} = 5\div30$  numero di colpi da prova SPT  
 $D_r = 20\div70\%$  densità relativa  
 $V_s = 150\div300$  m/s velocità delle onde di taglio  
 $G_o = 45\div180$  MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)  
 $E_o = 120\div450$  MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

#### Unità bc3 – Argille limose (Alluvioni antiche)

$\gamma = 19.5$  kN/m<sup>3</sup> peso di volume naturale  
 $\varphi' = 26^\circ$  angolo di resistenza al taglio  
 $c' = 10$  kPa coesione drenata  
 $c_u = 50\div160$  kPa resistenza al taglio in condizioni non drenate  
 $N_{spt} = 10\div20$  numero di colpi da prova SPT  
 $V_s = 130\div180$  m/s velocità delle onde di taglio  
 $G_o = 35\div60$  MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)  
 $E_o = 90\div150$  MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

#### Unità bc4 – Travertini litoidi (Alluvioni antiche)

$\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup> peso di volume naturale  
 $N_{spt} = 40\div45$  numero di colpi da prova SPT  
 $\varphi' = 39\div41^\circ$  angolo di resistenza al taglio  
 $c' = 0$  kPa coesione drenata  
 $V_s = 200\div300$  m/s velocità delle onde di taglio

$E_o = 200\div 500$  MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

#### Unità bn1 – Ghiaia sabbiosa (Alluvioni terrazzate)

$\gamma = 20.0$  kN/m<sup>3</sup> peso di volume naturale  
 $\varphi' = 35\div 40^\circ$  angolo di resistenza al taglio  
 $c' = 0$  kPa coesione drenata  
 $N_{spt} = R$  numero di colpi da prova SPT  
 $D_r = 70\%$  densità relativa  
 $V_s = 200\div 380$  m/s velocità delle onde di taglio  
 $G_o = 80\div 290$  MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)  
 $E_o = 200\div 750$  MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

#### Unità bn2 – Sabbia, sabbia limosa (Alluvioni terrazzate)

$\gamma = 20.0$  kN/m<sup>3</sup> peso di volume naturale  
 $\varphi' = 31\div 32^\circ$  angolo di resistenza al taglio  
 $c' = 0$  kPa coesione drenata  
 $N_{spt} = 13$  numero di colpi da prova SPT  
 $D_r = 35\%$  densità relativa  
 $V_s = 200$  m/s velocità delle onde di taglio  
 $G_o = 80$  MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)  
 $E_o = 200$  MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

**Unità TGC1 – Tufo lapideo (Tufo grigio campano) (non ci sono indagini a disposizione su questa unità, quindi si assumono cautelativamente i parametri dell'unità TGC2)**

#### Unità TGC2 – Cenere sabbiosa, sabbioso-limosa (Tufo grigio campano)

$\gamma = 18.5$  kN/m<sup>3</sup> peso di volume naturale  
 $\varphi' = 30\div 37^\circ$  angolo di resistenza al taglio

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE  
OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	RB	GE0001 001	A	163 di 317

$c' = 0$ kPa	coesione drenata
$N_{spt} = 10 \div 60$	numero di colpi da prova SPT
$D_r = 20 \div 80\%$	densità relativa
$V_s = 120 \div 300$ m/s	velocità delle onde di taglio
$G_o = 40 \div 175$ MPa	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
$E_o = 100 \div 450$ MPa	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

**Unità TGC3 – Argille limose (Tufo grigio campano)**

$\gamma = 18.5$ kN/m <sup>3</sup>	peso di volume naturale
$\varphi' = 29 \div 30^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 5 \div 10$ kPa	coesione drenata
$c_u = 50 \div 150$ kPa	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$N_{spt} = 15 \div 23$	numero di colpi da prova SPT
$G_o = 80$ MPa	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
$E_o = 190$ MPa	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

**Unità MDL1 – Ghiaia sabbiosa (Unità di Maddaloni)**

$\gamma = 20.0$ kN/m <sup>3</sup>	peso di volume naturale
$\varphi' = 38 \div 41^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0$ kPa	coesione drenata
$N_{spt} = 60 \div R$	numero di colpi da prova SPT
$D_r = 70 \div 90\%$	densità relativa
$V_s = 240 \div 600$ m/s	velocità delle onde di taglio
$G_o = 110 \div 720$ MPa	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
$E_o = 290 \div 1800$ MPa	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

**Unità MDL2 – Sabbia, sabbia limosa (Unità di Maddaloni)**

$\gamma = 20.0$ kN/m <sup>3</sup>	peso di volume naturale
-----------------------------------	-------------------------

$\varphi' = 30\div 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0$ kPa	coesione drenata
Nspt = 10÷60	numero di colpi da prova SPT
Dr = 30÷70%	densità relativa
Vs = 200÷600 m/s	velocità delle onde di taglio
Go = 80÷720 MPa	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
Eo = 200÷1800 MPa	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

#### Unità MDL3 – Argille limose (Unità di Maddaloni)

$\gamma = 20.0$ kN/m <sup>3</sup>	peso di volume naturale
$\varphi' = 23\div 28^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 10\div 20$ kPa	coesione drenata
cu = 75÷460 kPa	resistenza al taglio in condizioni non drenate
Nspt = 10÷R	numero di colpi da prova SPT
Vs = 200÷400 m/s	velocità delle onde di taglio
Go = 80÷320 MPa	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
Eo = 200÷830 MPa	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

#### Unità MDL4 – Travertino (Unità di Maddaloni)

$\gamma = 20.0$ kN/m <sup>3</sup>	peso di volume naturale
$\varphi' = 34\div 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 30\div 40$ kPa	coesione drenata
$\sigma_{c,media} = 9$ MPa , $\sigma_{c,10\%} = 3.7$ MPa	resistenza a compressione monoassiale
Eo = 800 MPa	modulo di deformazione elastico

## 5.22 Falda

Nella tabella e figure seguenti si riportano le letture piezometriche espresse in metri di profondità dal p.c. ed in quota assoluta per il lotto in esame.

Nel profilo stratigrafico longitudinale è stato rappresentato il livello di falda massimo lungo il tracciato, desunto dalle letture piezometriche a disposizione.

Tab. 22 – Letture piezometriche in m da p.c. - 1° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 16+500 al km 27+700)

Anno indagin	SONDAGGIO	OPERA DI RIFERIMENTO	Tipo di piezometro	Quota boccaforo (m s.l.n)	05-03-2007	19-04-2007	26-07-2007	26-09-2007	dic-08	gen-09	feb-09
2007	PNIF32V02	V05	TA [3-15] / CC [21]	38.55		3.95					
2007	PNIF32G03	GATELESE	TA [3-40]	68.15	29.70						
2008/2009	PNIF52B08	GATELESE	TA [5-31]	63.00					22.50	22.82	22.79
2008/2009	PNIF52B08	GATELESE	CC [40]	63.00					33.70	25.65	22.79
2008/2009	PNIF52B09	GATELESE	TA [3-15]	70.00					18.46		
2008/2009	PNIF52B09	GATELESE	CC [25]	70.00						19.73	19.72
2008/2009	PNIF52B10	GATELESE	TA [3-40]	63.60						23.70	23.69
2008/2009	PNIF52B11	GATELESE	TA [3-40]	73.40						32.10	32.09
2008/2009	PNIF52V12	Vi torrente Portella	TA [3-36]	45.50					1.80	1.70	1.68
2015	D8	V06	TA [3-30]	42.30							
2017	IF15V01	scavalco km 16+650	TA	45.50							
2017	IF15V02	V03	TA	39.28							
2017	IF15V03	CVF km 18+995	TA	40.35							
2017	IF15V04	CVF km 18+995	TA	39.82							
2017	IF15P05	ponte km 19+400	TA	46.98							
2017	IF15V06	V04	TA	44.98							
2017	IF15V07	V05	TA	42.49							
2017	IF15P08	ponte km 21+900	TA	42.18							
2017	IF15S09	staz. Telese km 26+490	TA	57.27							
2017	IF15R10	Lago Telese km 27+450	TA	56.80							



**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE  
OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IF0H 12 D 11 RB GE0001 001 A 167 di 317

Anno indagine	SONDAGGIO	OPERA DI RIFERIMENTO	Tipo di piezometro	Quota boccaforo (m s.l.m.)	Min (m da p.c.)	Max (m da p.c.)	MEDIA (m da p.c.)
2007	PNIF32V02	VI05	TA [3-15] / CC [21]	38.55	3.95	3.95	3.95
2007	PNIF32G03	GA TELESE	TA [3-40]	68.15	29.70	29.70	29.70
2008/2009	PNIF52B08	GA TELESE	TA [5-31]	63.00	22.50	22.82	22.70
2008/2009	PNIF52B08	GA TELESE	CC [40]	63.00	22.79	33.70	27.38
2008/2009	PNIF52B09	GA TELESE	TA [3-15]	70.00	18.46	18.46	18.46
2008/2009	PNIF52B09	GA TELESE	CC [25]	70.00	19.72	19.73	19.73
2008/2009	PNIF52B10	GA TELESE	TA [3-40]	63.60	23.69	23.70	23.70
2008/2009	PNIF52B11	GA TELESE	TA [3-40]	73.40	32.09	32.10	32.10
2008/2009	PNIF52V12	Vi torrente Portella	TA [3-36]	45.50	1.68	1.80	1.73
2015	D8	VI06	TA [3-30]	42.30	4.28	5.73	5.12
2017	IF15V01	scavalco km 16+650	TA	45.50	2.83	3.05	2.94
2017	IF15V02	VI03	TA	39.28	9.28	9.56	9.42
2017	IF15V03	CVF km 18+995	TA	40.35	7.51	7.70	7.61
2017	IF15V04	CVF km 18+995	TA	39.82	9.13	9.31	9.22
2017	IF15P05	ponte km 19+400	TA	46.98	14.42	14.53	14.48
2017	IF15V06	VI04	TA	44.98	10.48	10.58	10.53
2017	IF15V07	VI05	TA	42.49	7.42	7.50	7.46
2017	IF15P08	ponte km 21+900	TA	42.18	4.98	5.20	5.09
2017	IF15S09	staz. Telese km 26+490	TA	57.27	6.10	6.21	6.16
2017	IF15R10	Lago Telese km 27+450	TA	56.80	5.79	5.79	5.79

Tab. 23 – Letture piezometriche in m s.l.m. - 1° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 16+500 al km 27+700)

Anno indagine	SONDAGGIO	OPERA DI RIFERIMENTO	Tipo di piezometro	Quota boccaforo (m s.l.m.)	05-03-2007	19-04-2007	26-07-2007	26-09-2007	01-12-2008	01-01-2009	01-02-2009
2007	PNIF32V02	VI05	TA [3-15] / CC [21]	38.55		34.60					
2007	PNIF32G03	GA TELESE	TA [3-40]	68.15	38.45						
2008/2009	PNIF52B08	GA TELESE	TA [5-31]	63.00					40.50	40.18	40.21
2008/2009	PNIF52B08	GA TELESE	CC [40]	63.00					29.30	37.35	40.21
2008/2009	PNIF52B09	GA TELESE	TA [3-15]	70.00					51.54		
2008/2009	PNIF52B09	GA TELESE	CC [25]	70.00						50.27	50.28
2008/2009	PNIF52B10	GA TELESE	TA [3-40]	63.60						39.90	39.91
2008/2009	PNIF52B11	GA TELESE	TA [3-40]	73.40						41.30	41.31
2008/2009	PNIF52V12	Vi torrente Portella	TA [3-36]	45.50					43.70	43.80	43.82
2015	D8	VI06	TA [3-30]	42.30							
2017	IF15V01	scavalco km 16+650	TA	45.50							
2017	IF15V02	VI03	TA	39.28							
2017	IF15V03	CVF km 18+995	TA	40.35							
2017	IF15V04	CVF km 18+995	TA	39.82							
2017	IF15P05	ponte km 19+400	TA	46.98							
2017	IF15V06	VI04	TA	44.98							
2017	IF15V07	VI05	TA	42.49							
2017	IF15P08	ponte km 21+900	TA	42.18							
2017	IF15S09	staz. Telese km 26+490	TA	57.27							
2017	IF15R10	Lago Telese km 27+450	TA	56.80							



**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE  
OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IF0H 12 D 11 RB GE0001 001 A 169 di 317

Anno indagin	SONDAGGIO	OPERA DI RIFERIMENTO	Tipo di piezometro	Quota boccaforo (m s.l.n)	Min (m s.l.m.)	Max (m s.l.m.)	MEDIA (m s.l.m.)
2007	PNIF32V02	VI05	TA [3-15] / CC [21]	38.55	34.60	34.60	34.60
2007	PNIF32G03	GA TELESE	TA [3-40]	68.15	38.45	38.45	38.45
2008/2009	PNIF52B08	GA TELESE	TA [5-31]	63.00	40.18	40.50	40.30
2008/2009	PNIF52B08	GA TELESE	CC [40]	63.00	29.30	40.21	35.62
2008/2009	PNIF52B09	GA TELESE	TA [3-15]	70.00	51.54	51.54	51.54
2008/2009	PNIF52B09	GA TELESE	CC [25]	70.00	50.27	50.28	50.28
2008/2009	PNIF52B10	GA TELESE	TA [3-40]	63.60	39.90	39.91	39.91
2008/2009	PNIF52B11	GA TELESE	TA [3-40]	73.40	41.30	41.31	41.31
2008/2009	PNIF52V12	Vi torrente Portella	TA [3-36]	45.50	43.70	43.82	43.77
2015	D8	VI06	TA [3-30]	42.30	36.57	38.02	37.18
2017	IF15V01	scavalco km 16+650	TA	45.50	42.45	42.67	42.56
2017	IF15V02	VI03	TA	39.28	29.72	30.00	29.86
2017	IF15V03	CVF km 18+995	TA	40.35	32.65	32.84	32.75
2017	IF15V04	CVF km 18+995	TA	39.82	30.51	30.69	30.60
2017	IF15P05	ponte km 19+400	TA	46.98	32.45	32.56	32.51
2017	IF15V06	VI04	TA	44.98	34.40	34.50	34.45
2017	IF15V07	VI05	TA	42.49	34.99	35.07	35.03
2017	IF15P08	ponte km 21+900	TA	42.18	36.98	37.20	37.09
2017	IF15S09	staz. Telese km 26+490	TA	57.27	51.06	51.17	51.12
2017	IF15R10	Lago Telese km 27+450	TA	56.80	51.01	51.01	51.01

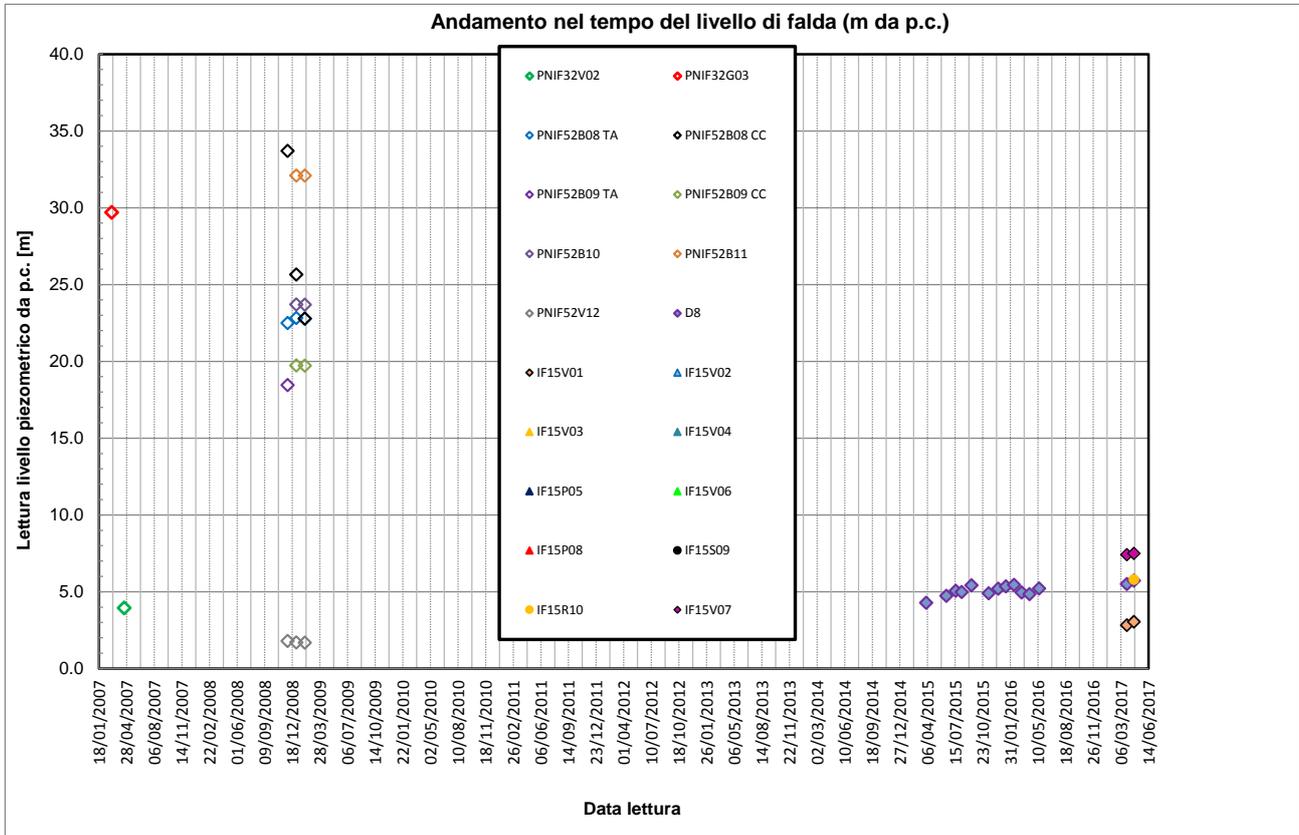


Fig. 91 – Livello di falda in m da p.c.

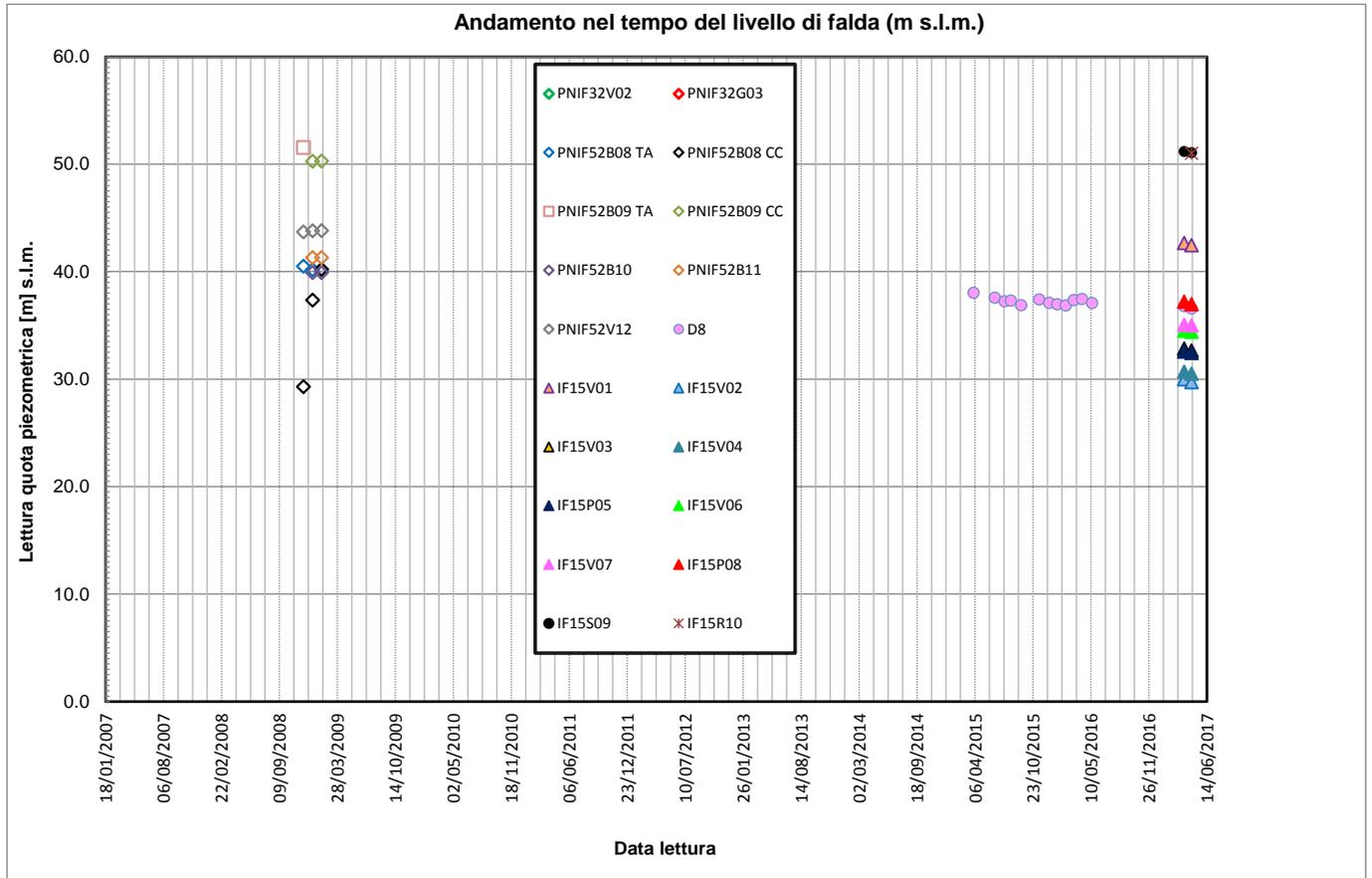


Fig. 92 - Livello di falda in m s.l.m.

## 6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

### 6.1 Risposta sismica

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

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

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

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

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

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

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

La vita di riferimento è calcolata come:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

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

Per le opere d'arte del presente progetto si ha in linea generale:  $V_N=75$  anni e  $C_U=1.5$  (classe d'uso III), ad eccezione delle interferenze con la S.P.106 e la S.S.265 per le quali si prevede:  $V_N=100$  anni e  $C_U=2.0$ .

Quindi, nello specifico prevedere  $V_n=100$  anni e  $c_u=2$  per:

- VI05: la farfalla in corrispondenza della S.S.265 + la campata che la precede e quella che la segue con le relative pile;
- VI12: il concio della “struttura ad archi” con il fornace afferente alla S.P.106 + il concio adiacente lato Frasso Telesino;
- VI18: la farfalla/spalla scatolare in adiacenza al Cimitero + la campata che la segue lato Vitulano con la relativa pila;
- IV01, IV02, IV03: tutte le campate ed i relativi sostegni, comprese le spalle.

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

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

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

Nel caso in esame si assume  $S_s=1.0$ .

### 6.1.1 Categoria di sottosuolo

La classificazione della categoria di sottosuolo viene eseguita sulla base di misure dirette dei valori di velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità  $V_{s,30}$ . Si può ricavare il parametro  $V_{s,30}$  mediante la relazione:

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

Per la definizione della categoria di sottosuolo sismica, in accordo alla normativa vigente sono state eseguite indagini sismiche finalizzate alla determinazione della  $V_{s,30}$ , in particolare sono state eseguite lungo il tracciato prove sismiche di tipo MASW, prove Down-Hole in foro di sondaggio, indagini tomografiche elettriche.

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE  
OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	RB	GE0001 001	A	174 di 317

Inoltre per caratterizzare le zone non coperte da indagini sismiche, si è fatto ricorso alle prove in sito (SPT nei terreni incoerenti e resistenza al taglio non drenata ( $cu_{30}$ ) da pocket Penetrometer e da prove laboratorio per terreni coesivi).

In relazione a quanto emerso dalle indagini, i terreni presenti nei settori di intervento possono essere caratterizzati con categorie di sottosuolo di tipo C e B. In generale, la categoria di sottosuolo C si rinviene nei settori in cui sono presenti depositi di copertura a dominante fine o nelle aree di affioramento di un substrato geologico prevalentemente pelitico, mentre la categoria di sottosuolo B è caratteristica di settori con presenza di depositi di copertura grossolani e termini di substrato con abbondante frazione litoide. Inoltre i dati a disposizione evidenziano locali disomogeneità connesse col variabile stato di alterazione e fessurazione dei materiali e, pertanto, andranno definiti puntualmente nei singoli settori di interventi in relazione ai dati geologici e geofisici a disposizione.

Nella seguente tabella si riassumono le categorie di sottosuolo per le opere d'arte principali.

WBS	Pk in (m)	Pk fin (m)	Tipo opera	Denominazione	Categoria di Sottosuolo sismica	Indagine	Vs,30 [m/s]	cu,30 [m/s]	Nspt,30 [m/s]
VI01	17 391.50	17 431.00	Viadotto		C	vedasi masw 1	321	-	<50
VI02	17 634.00	17656.00	Ponte		C	vedasi masw 1	321	-	<50
VI03	18 640.00	18657.5	Ponte	Mortale	C	vedasi masw 1	321	-	<50
GA01	19 398.00	19 418.00	Galleria Artificiale	Svincolo S.S. Fondo Valle Isclero - S.S. n° 265	C	IF15P05	-	-	<50
VI04	19 741.05	19 775.55	Viadotto	Maltempo	C	vedasi Masw2	321	-	-
VI05	20 500.00	21 050.00	viadotto	Calore-Torrallo	C	Masw2; DH-D6bis	321;316	-	-
VI06	22 142.55	22 164.55	Ponte	S.Maria	C	Masw area D8	285	-	-
GA02	22 276.80	25 160.20	Galleria Artificiale	Telese	C	sondaggi	-	-	<50
VI07	25 783.90	25 813.90	Ponte	Portella	C	PNIF52V12	-	-	41
VI08	28 147.00	28 164.50	Ponte		C	IF15P11	-	-	35
VI09	28 455.00	28 467.50	Ponte		C	vedasi VI08	-	-	-
VI10	30 484.10	30 496.60	Ponte	dei RANCI	C	nessuna indagine	-	-	-
VI11	31 468.00	31 732.00	viadotto scatolare	Guardia Sanframondi	C	Masw3; nessuna indagine nel tracco con ba2	442	-	-
VI12	31 917.30	31 952.30	Viadotto	Rio Capuano	C	IF15V19	-	-	<50
VI13+VI14	34 028.45	34 128.45	viadotto scatolare	Limata	C	DH-D15	299	-	-
VI15	34 864.50	34 886.50	Ponte	Codalecchio	C	Masw-area D16; S4-S5	331	-	-
VI16	36 847.35	36 893.45	Ponte	Vallone del Lago	B	Masw area D17bis;Masw4	615;576	-	-
VI17	37 275.00	37 305.00	Ponte	del Corpo	B	IF15V31	vedasi VI16	-	80
VI18	38 413.00	38 443.00	Ponte	Fornace	B	vedasi VI20 e VI16		-	-
VI19	38 700.20	38 717.70	Ponte	Martello	B	vedasi VI20 e VI16		-	-
VI20	40 981.00	41 183.00	viadotto	Calore Torrecuso	B	Masw 6; DH-D19	673; 407	-	-
VI21	42 509.00	43 005.00	viadotto	Calore Ponte	C	IF15G38; S19; S20		145	-
VI22	43 375.00	43 443.00	viadotto	Roventa	B	DH23; S18modB, S17, S18bisMod	560	-	-
CVF1	19 000.00	-	cavalcaferrovia		C	Masw1	321	-	-
CVF3	37 000.00	-	cavalcaferrovia		B	Masw 4	576	-	-
CVF4	39 000.00	-	cavalcaferrovia		B	Masw 5	629	-	-

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE  
 OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	RB	GE0001 001	A	175 di 317

WBS	Pk in (m)	Pk fin (m)	Tipo opera	Denominazione	Categoria di Sottosuolo sismica	Indagine	Vs,30 [m/s]	cu,30 [m/s]	Nspt,30 [m/s]
IN01	16 661.33	-	Sottovia	per deviazione Vallone Ferro	C	vedasi masw 1	321	-	<50
IN02	17 573.90	-	Prolungamento sottovia esistente	Viabilità Locale via Orcoli	C	vedasi masw 1	321	-	-
SL02	17 750.00	-	Nuovo Sottovia stradale	per ripristino viabilità esistente	C	vedasi masw 1	321	-	-
IN09	19 750.00	-	Nuovo Ponte stradale sul MALTEMPO	per ricucitura strada campestre	C	vedasi masw 2	321	-	-
SL03	20 144.16	-	Nuovo Sottovia stradale	per ripristino viabilità locale	C	vedasi masw 2	321	-	-
SL04	21 900.00	-	Nuovo Sottovia stradale	per viabilità locale	C	Masw area D8	285	-	-
SN01	21 940.00	-	FERMATA	AMOROSI	C	Masw area D8	285	-	-
SL01	26 313.62	-	Adeguamento Sottovia stradale esistente		C	IF15S09	-	-	<50
SN02	26 514.00	-	STAZIONE	TELESE	C	IF15S09	-	-	<50
IN11	30 500.00	-	Nuovo Ponticello stradale	per viabilità area di soccorso	C	vedasi VI10	-	-	-
SN03	30 950.00	-	FERMATA	SOLOPACA	C	vedasi VI10	-	-	-
SL05	31 820.00	-	Nuovo Sottovia stradale sulla SP 81	per mantenimento viabilità esistente	C	vedasi VI11	-	-	-
SL06	32 285.00	-	Nuovo Sottovia stradale sulla SP 88	per ripristino viabilità esistente	C	IF15V18	-	-	-
GA03	36 700.00	-	Galleria Artificiale	S. Lorenzo per mantenimento viabilità esistente	B	Masw area D17bis;Masw4	615	-	-
IN12	36 930.00	-	Nuovo Ponticello stradale sul Vallone del Lago	per viabilità locale	B	Masw 4	576	-	-
SN04	37 471.79	-	FERMATA	SAN LORENZO MAGGIORE	B	vedasi VI17 (IF15V31)	-	-	80
SN05	41 570.00	-	FERMATA	PONTE-CASALDUNI	B	Masw 6; IF15G35	673	-	>50

### 6.1.2 Azioni sismiche di progetto

Dalla relazione geologica (Tabella 1 – Parametri di riferimento del moto sismico su suolo rigido per un periodo di ritorno  $T_r$  pari a 475 anni) si individua una accelerazione massima  $a_g = 0.2655$  per il punto denominato ID 31431, avente coordinate: longitudine pari a 14.687, latitudine pari a 41.229. In corrispondenza di queste coordinate con il foglio Spettri NTC sono stati individuati i parametri sismici di progetto, come illustrato nelle seguenti figure.

Quindi per il sito in esame si ha:

- Con riferimento a  $V_N=75$  anni,  $C_U=1.5$  e categoria tipo C: accelerazioni massime attese al piano campagna sono pari a  $a_{max} = 0.435$  g.

- Con riferimento a  $V_N=75$  anni,  $C_U=1.5$  e categoria tipo B: accelerazioni massime attese al piano campagna sono pari a  $a_{max} = 0.39$  g.
- Con riferimento a  $V_N=100$  anni,  $C_U=2.0$  e categoria tipo C: accelerazioni massime attese al piano campagna sono pari a  $a_{max} = 0.47$  g.
- Con riferimento a  $V_N=100$  anni,  $C_U=2.0$  e categoria tipo B: accelerazioni massime attese al piano campagna sono pari a  $a_{max} = 0.45$  g.

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

---

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta |>

Variabilità dei parametri |>

---

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri |>

---

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta



Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info  
Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

### Valori di progetto

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

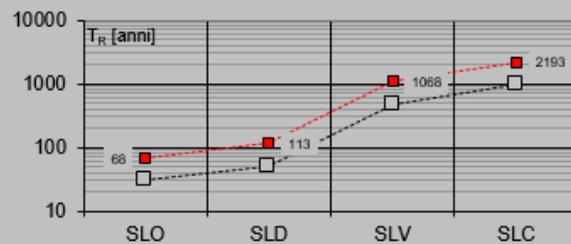
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{V_R} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
	SLD - $P_{V_R} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{V_R} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
	SLC - $P_{V_R} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

### Elaborazioni

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

### Strategia di progettazione



### LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- .....□..... Strategia scelta

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	68	0.097	2.347	0.310
SLD	113	0.127	2.333	0.326
SLV	1068	0.369	2.347	0.395
SLC	2193	0.476	2.446	0.427

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

#### Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

#### Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info

$S_S = 1.180$

$C_C = 1.427$  info

Categoria topografica **T1** info

$h/H = 0.000$

$S_T = 1.000$  info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

#### Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento  $\xi$  (%) **5**

$\eta = 1.000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_0$  **3**

Regol. in altezza **no** info

#### Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore  $q$  **1.5**

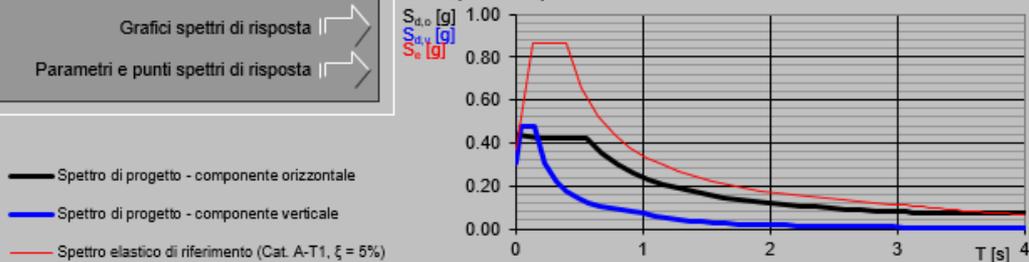
$\eta = 0.667$  info

#### Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

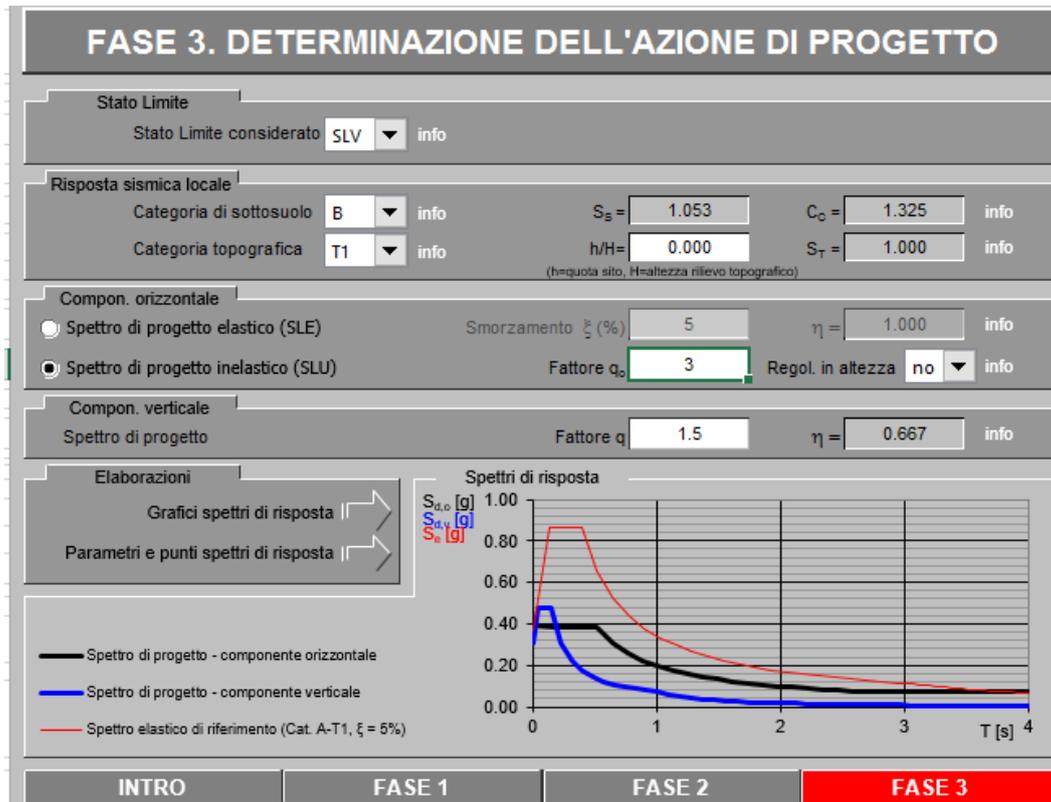
#### Spettri di risposta



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

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.369 g
$F_{q_s}$	2.347
$T_C$	0.395 s
$S_S$	1.180
$C_C$	1.427
$S_T$	1.000



### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_d$	0.369 g
$F_{o^*}$	2.347
$T_C$	0.395 s
$S_S$	1.053
$C_C$	1.325
$S_T$	1.000

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO -  $P_{VR} = 81\%$
- SLD -  $P_{VR} = 63\%$

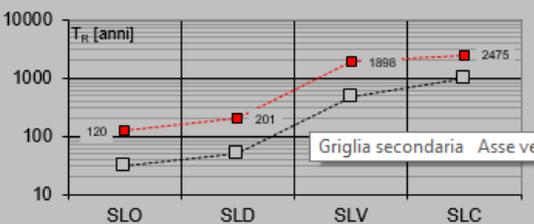
Stati limite ultimi - SLU {

- SLV -  $P_{VR} = 10\%$
- SLC -  $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione



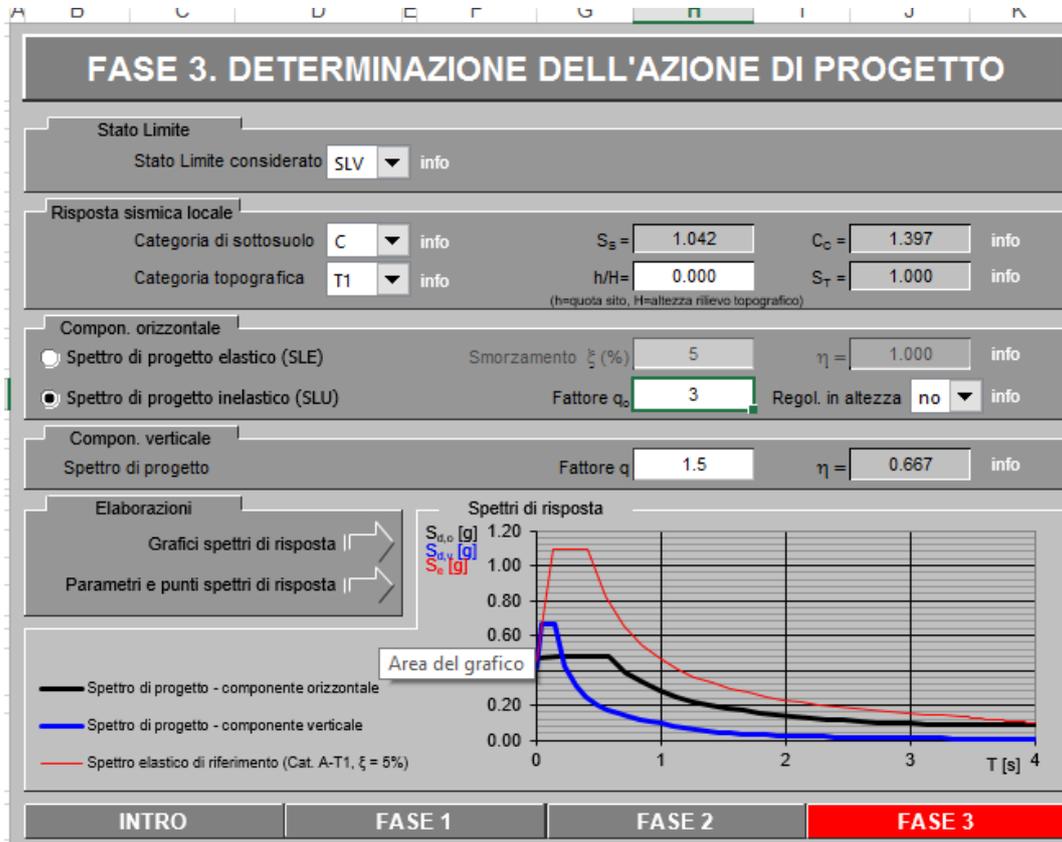
Griglia secondaria Asse ver

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- .....□..... Strategia scelta

INTRO    FASE 1    FASE 2    FASE 3

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	120	0.132	2.331	0.328
SLD	201	0.172	2.316	0.343
SLV	1898	0.452	2.426	0.421
SLC	2475	0.496	2.463	0.433



### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.452 g
$F_{0_s}$	2.426
$T_c$	0.421 s
$S_S$	1.042
$C_C$	1.397
$S_T$	1.000

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**  
Stato Limite considerato SLV info

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">B</span> <span style="font-size: small;">info</span>	$S_s =$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1.000</span>	$C_c =$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1.308</span> <span style="font-size: small;">info</span>	
Categoria topografica <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">T1</span> <span style="font-size: small;">info</span>	$h/H =$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0.000</span>	$S_T =$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1.000</span> <span style="font-size: small;">info</span>	(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

**Compon. orizzontale**

Spettro di progetto elastico (SLE)  $\xi =$  5 % info

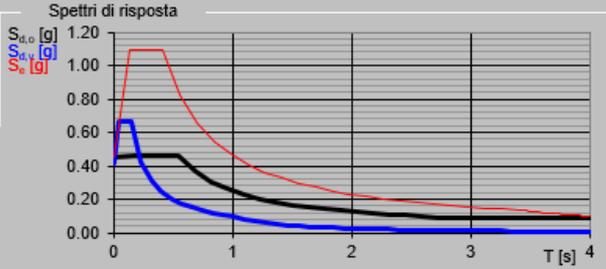
Spettro di progetto inelastico (SLU)  $q_s =$  3 info Regol. in altezza no info

**Compon. verticale**  
Spettro di progetto  $q_v =$  1.5 info  $\eta =$  0.667 info

**Elaborazioni**

Grafici spettri di risposta info

Parametri e punti spettri di risposta info



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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_0$	0.452 g
$F_{q_s}$	2.426
$T_c$	0.421 s
$S_s$	1.000
$C_c$	1.308
$S_T$	1.000

#### 6.1.3 Magnitudo

Dalla relazione geologica generale si evince che, nell'area di intervento, si sono verificati diversi terremoti con magnitudo  $M$  superiore a 5 ed, in particolare, il massimo terremoto atteso nell'area presenta una  $M$  pari a 7.06.

	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1</b>	COMMESSA IF0H	LOTTO 12 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A	FOGLIO 183 di 317

## 6.2 Liquefazione

### 6.2.1 Generale

Allo scopo di accertare la stabilità nei confronti della liquefazione, per il sito in esame sono state effettuate delle verifiche che hanno consentito di determinare il potenziale di liquefazione, parametro indicativo dell'estensione che il fenomeno può avere nei terreni.

La liquefazione è infatti un fenomeno per cui durante un sisma la rigidità e la resistenza del terreno possono ridursi significativamente. Ad essa sono associati la perdita di resistenza al taglio o l'accumulo di deformazioni plastiche che avvengono in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, a causa delle azioni cicliche e dinamiche che si verificano in condizioni non drenate. Tali fenomeni sono legati allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che, se positive, causano una diminuzione della tensione media efficace nel terreno e una riduzione della resistenza al taglio. Questa riduzione può essere una condizione temporanea o può indurre una condizione di collasso definitiva.

Il fenomeno della liquefazione è profondamente influenzato dal numero dei cicli  $N$  del terremoto, dalla densità relativa  $D_r$  e dalla granulometria del terreno. Un terreno incoerente, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la sua densità relativa. Il potenziale di liquefazione aumenta poi, ovviamente, al crescere di  $N$  (cicli del terremoto).

Il raggiungimento della condizione di liquefazione può dare origine ad effetti di varia natura, quali, nei casi più eclatanti:

- affondamento di edifici nel terreno;
- scorrimento di pendii;
- collasso di terrapieni, rilevati stradali e opere di terra in genere;
- collasso di palificate per perdita di connessione laterale;
- zampillio di copiosi getti d'acqua e di sabbia con formazione dei caratteristici coni eruttivi;
- collasso di opere di sostegno per sovrappinta del terreno a monte.

In questo contesto, il problema principale che si pone in fase di progettazione è la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine

limoso-argillosa. In altre parole, è necessario valutare il potenziale di liquefazione del terreno ove devono essere realizzate le opere in progetto.

Le NTC08 al paragrafo 7.11.3.4.2 affermano che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
2. Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di free-field minori di 0.1 g;
3. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)60 > 30$  oppure  $qc1N > 180$  dove  $(N1)60$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc1N$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
5. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate in tabella seguente nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ .

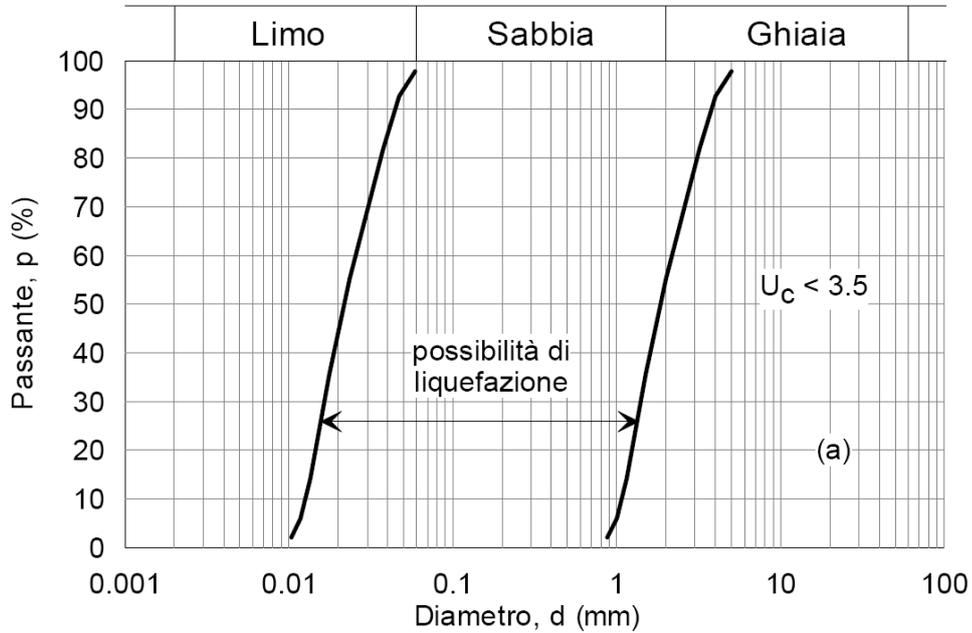


Fig. 93 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per  $U_c < 3.5$

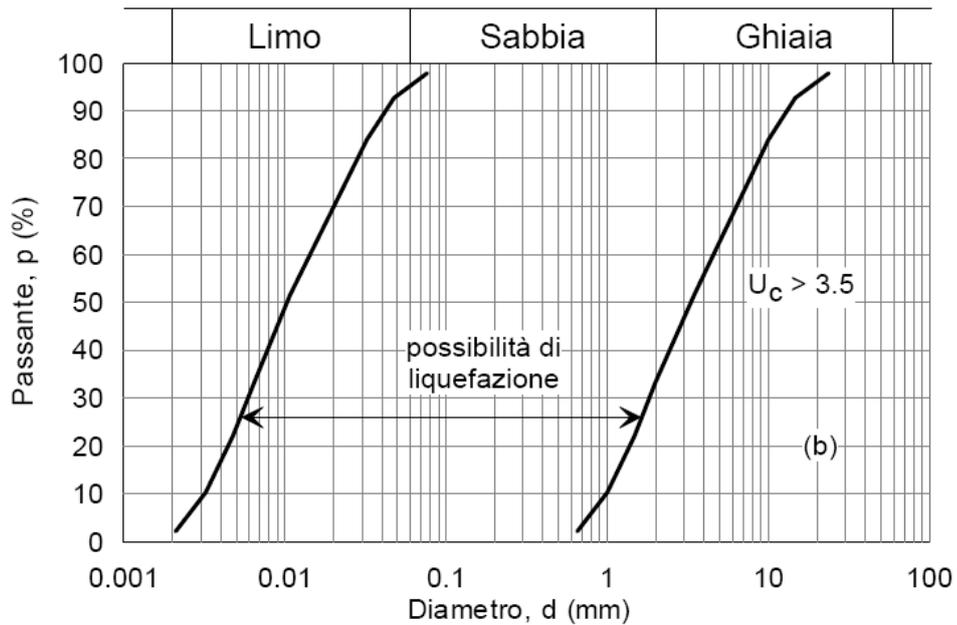


Fig. 94 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per  $U_c > 3.5$

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.</p>					
<p><b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1</b></p>	<p>COMMESSA IF0H</p>	<p>LOTTO 12 D 11</p>	<p>CODIFICA RB</p>	<p>DOCUMENTO GE0001 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 186 di 317</p>

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

- l'evento sismico atteso è di magnitudo M pari a 7.06;
- le accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di free-field sono 0.435 per le opere in categoria sottosuolo C,  $V_N=75$  anni,  $C_U=1.5$  (caratterizzazione sismica generale che interessa le opere di linea con terreni potenzialmente liquefacibili);
- nelle zone pianeggianti ed corrispondenza delle aste fluviali, la profondità della falda è generalmente inferiore ai 5 m di profondità,
- sono presenti in alcune zone strati sabbiosi e/o limo-sabbiosi di bassa plasticità con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} < 30$ .

Quindi per quanto previsto da normativa non è possibile escludere a priori la liquefazione, è necessario eseguire le dovute verifiche con i dati a disposizione SPT e Vs.

In corrispondenza di alcune verticali di indagine, si sono osservati bassi valori di  $N_{SPT}$  ( $< 25$  colpi/30 cm) in corrispondenza di alcuni livelli di alluvioni sabbiose fini - unità geotecniche ba2 e unità bc2.

Per il tracciato in esame la stima del potenziale rischio di liquefazione è stata condotta usando i risultati di diverse indagini: prove SPT e prove sismiche Down-Hole.

### **6.2.2 Metodologie di analisi**

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

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

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

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

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

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

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

dove:

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

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

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

dove:

$z$  è la profondità dal piano campagna;

$M$  magnitudo di momento dell'evento sismico atteso.

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

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

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

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

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

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

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

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

### 6.2.3 Analisi basate su prove SPT

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

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

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

2. il coefficiente  $C_N$ , che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace, è stato ricavato per via iterativa dalla relazione di Boulanger e Idriss (2004):

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.784 - 0.0768\sqrt{(N_1)_{60}}}$$

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

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

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

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

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

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

dove FC è la frazione di fine espressa in percentuale.

Il contenuto di materiali fini (FC) è stato assunto dalle analisi granulometriche eseguite sul campione prelevato in corrispondenza della quota SPT o comunque entro lo strato analizzato; per i valori relativi ai sondaggi del 2011, per i quali non è disponibile il laboratorio, è stato preso un valore di 20% (valore medio da prove granulometriche dell'unità in esame).

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

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

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

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

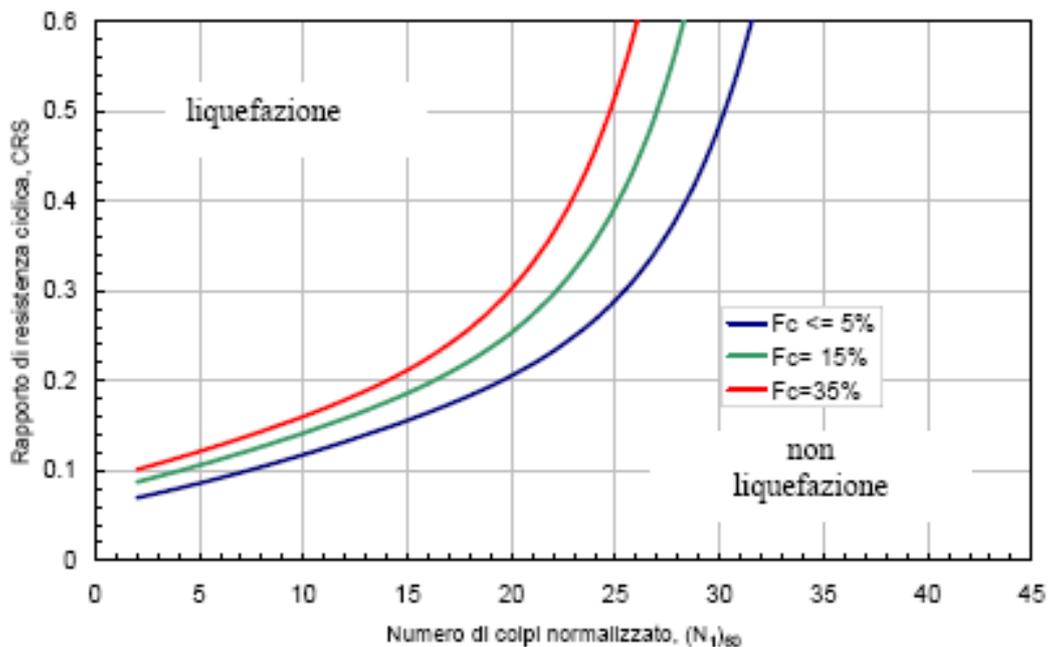


Fig. 95 - Curve per il calcolo del rapporto di resistenza ciclica CRR dai risultati di prove SPT

#### 6.2.4 Analisi basate sulle onde di taglio VS

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

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

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

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

dove

- $V_{s1}$  = velocità delle onde di taglio normalizzata rispetto alle tensioni verticali;
  - $V_s$  = velocità delle onde di taglio misurate in situ da prova;
  - $P_a$  = pressione atmosferica approssimativamente pari a 100 kPa;
  - $\sigma'_{v0}$  = pressione effettiva iniziale alla stessa unità di misura di  $P_a$ .
2. da  $V_{s1}$  può essere ricavato il valore di resistenza alla liquefazione CRR mediante la seguente equazione (Andrus e Stokoe, 1997):

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

dove

- $V_{s1}^*$  = limite superiore critico del valore della velocità delle onde di taglio necessario per la liquefazione
- $a$  e  $b$  = valori usati per tracciare le curve pari rispettivamente a 0.022 e 2.8;
- $V_{s1}$  = velocità delle onde di taglio normalizzata rispetto alle tensioni verticali.

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

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

dove

FC = contenuto di fini in percentuale.

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

### 6.2.5 Risultati analisi liquefazione

Nella seguente tabella si riportano i valori di  $N_{spt}$  misurati negli strati superficiali delle unità alluvionali attuali, recenti e antiche (unità geotecniche ba2 e bc2). Il livello di falda (wl) inserito nelle verifiche è stato cautelativamente aumentato di 2 m verso il p.c., per tenere in conto possibili oscillazioni stagionali. Le celle del livello di falda (wl) evidenziate in azzurro, indicano che la prova SPT è sopra falda e quindi,

per questi dati, non è eseguita la verifica a liquefazione. Per tutti gli altri valori di  $N_{spt} < 30$  colpi/30cm, sotto falda, è stata eseguita la verifica a liquefazione, secondo le metodologie precedentemente esposte.

 Tab. 24 – Dati  $N_{spt}$  in alluvioni ba2 e bc2

Sond.	wl	$\gamma$	Unità	z	$N_{spt}$
	[m]	[kN/m]	[–]	[m]	[–]
IF15V01	0.83	19.0	ba2	3.00	8
IF15V03	5.5	19.0	ba2	3.00	9
IF15P08	3.0	19.0	bc2	5.50	10
IF15S09	4.1	19.0	bc2	3.00	7
IF15S09	4.1	19.0	bc2	7.00	4
IF15R10	3.8	19.0	bc2	9.00	100
IF15R10	3.8	19.0	bc2	12.00	12
IF15R10	3.8	19.0	bc2	15.00	8
IF15P11	4.3	19.0	ba2	3.00	9
IF15V17	5.7	19.0	bc2	3.00	13
IF15V33	26.1	19.0	bc2	3.00	40
D6bis	4.0	19.0	bc2	5.00	7
D17bis	17.4	19.0	bc2	3.00	7
D19	7.0	19.0	ba2	3.00	14
S17	1.0	19.0	ba2	3.50	100
S126	4.0	19.0	bc2	6.00	27
S131	6.0	19.0	bc2	3.00	24
S131	6.0	19.0	bc2	6.00	30
S132	5.0	19.0	ba2	3.00	73
S132	5.0	19.0	ba2	6.00	80
S135	3.0	19.0	bc2	3.00	35
S139	23.0	19.0	bc2	3.00	29
S145	14.0	19.0	ba2	3.00	37
PNIF32V02	2.0	19.0	ba2	5.00	25

Tab. 25 – Verifica a liquefazione con falda aumentata di 2 m verso p.c.

Sond.	wl	$\gamma$	Unità	z	Nspt	FC	$\sigma_v$	u	$\sigma'_v$	$C_u$	Erm	$C_\xi$	$C_\theta$	$C_R$	$C_\xi$	$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60,CS}$	CRR	rd	CSR	$(CSR)_M$	FSL
	[m]	[kN/m]	[-]	[m]	[-]	[%]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
IF15V01	0.83	19.0	ba2	3.00	8	51	57	22	35	1.61	60.00	1.00	1.0	1.0	1.0	12.92	27.77	0.37	0.98	0.45	0.40	0.94
IF15P08	3.0	19.0	bc2	5.50	10	26	105	25	79	1.14	60	1.0	1.0	1.0	1.0	11.4	17.4	1.77E-01	0.94	0.35	0.31	0.57
IF15S09	4.1	19.0	bc2	7.00	4	26	133	29	104	0.98	60	1.0	1.0	1.0	1.0	3.9	6.0	9.18E-02	0.92	0.33	0.30	0.31
IF15R10	3.8	19.0	bc2	12.00	12	38	228	82	146	0.79	60	1.0	1.0	1.0	1.0	9.4	17.2	1.76E-01	0.83	0.37	0.33	0.54
IF15R10	3.8	19.0	bc2	15.00	8	38	285	112	173	0.70	60	1.0	1.0	1.0	1.0	5.6	10.2	1.20E-01	0.78	0.36	0.32	0.37
D6bis	4.0	19.0	bc2	5.00	7	26	95	10	85	1.10	60	1.0	1.0	1.0	1.0	7.7	11.7	1.30E-01	0.95	0.30	0.27	0.49
S126	4.0	19.0	bc2	6.00	27	26	114	20	94	1.04	60	1.0	1.0	1.0	1.0	28.0	42.7	1.10E+01	0.93	0.32	0.28	38.67
S131	6.0	19.0	bc2	6.00	30	26	114	0	114	0.92	60	1.0	1.0	1.0	1.0	27.7	42.3	9.34E+00	0.93	0.26	0.23	39.75
PNIF32V02	2.0	19.0	ba2	5.00	25	15	95	31	65	1.26	60	1.0	1.0	1.0	1.0	31.6	39.5	3.52E+00	0.95	0.39	0.35	10.02

Per il contenuto di fine (FC) è stato inserito il valore di laboratorio quando disponibile, altrimenti il valore minimo ottenuto per l'unità in esame sulla base di tutti i campioni della tratta Frasso-Vitulano: unità ba2 FCmin=15%, unità bc2 FCmin=26%.

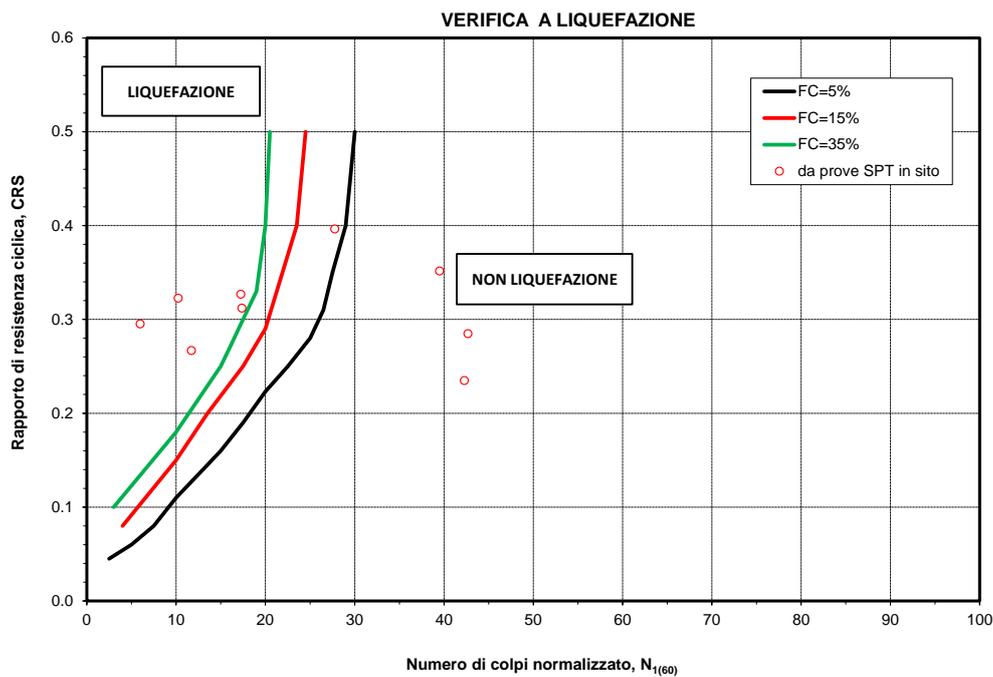


Fig. 96 - Verifica a liquefazione dai risultati di prove SPT

In colore arancio sono evidenziate le prove SPT per cui il fattore di sicurezza a liquefazione è molto basso ( $< 1.0$ ); in verde sono evidenziate le prove in cui si esclude il verificarsi della liquefazione.

Per il sondaggio IF15V01 nello strato dove è stata eseguita la prova, si segnala la presenza di un campione indisturbato con contenuto di fine del 51%, con misure di PP e TV.

Nelle seguenti tabelle si riporta l'elaborazione della prova sismica Masw 2 eseguite in zona con uno spessore di 6 m circa di terreni sabbiosi fini (unità ba2); anche in questo caso la verifica è stata svolta con falda più alta di 2 m. Dall'analisi eseguita questo strato di terreno non risulta liquefacibile (vedasi tabella seguente).

Tab. 26 – Verifica a liquefazione da Masw 2 (falda a 2m da p.c.).

z	Vs	$\sigma_v$	u	$\sigma'_v$	cv	Vs1	FC	Vs1*	CRR,7.5	rd	CRS	CRS,M	FSL
m da p.c.	m/s	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[m/s]	[%]	[m/s]					
1	215	19	0	19									
2	215	38	0	38	1.3	273.8	15	210	NO LIQUEF	0.98	0.278	0.239	NO LIQUEF
2	202	38	0	38	1.3	257.3	15	210	NO LIQUEF	0.98	0.278	0.239	NO LIQUEF
3	202	57	10	47	1.2	244.0	15	210	NO LIQUEF	0.98	0.335	0.287	NO LIQUEF
3	180	57	10	47	1.2	217.4	15	210	NO LIQUEF	0.98	0.335	0.287	NO LIQUEF
4	180	76	20	56	1.2	208.1	15	210	1.538	0.97	0.372	0.319	4.83
4	198	76	20	56	1.2	228.9	15	210	NO LIQUEF	0.97	0.372	0.319	NO LIQUEF
5	198	95	30	65	1.1	220.5	15	210	NO LIQUEF	0.96	0.397	0.340	NO LIQUEF
5	242	95	30	65	1.1	269.5	15	210	NO LIQUEF	0.96	0.397	0.340	NO LIQUEF
6	242	114	40	74	1.1	260.9	15	210	NO LIQUEF	0.95	0.416	0.356	NO LIQUEF
6	279	114	40	74	1.1	300.8	5	215	NO LIQUEF	0.95	0.416	0.356	NO LIQUEF
7	279	133	50	83	1.0	292.3	5	215	NO LIQUEF	0.95	0.429	0.367	NO LIQUEF
7	296	133	50	83	1.0	310.1	5	215	NO LIQUEF	0.95	0.429	0.367	NO LIQUEF
8	296	152	60	92	1.0	302.2	5	215	NO LIQUEF	0.94	0.439	0.376	NO LIQUEF
8	296	152	60	92	1.0	302.2	5	215	NO LIQUEF	0.94	0.439	0.376	NO LIQUEF
9	296	171	70	101	1.0	295.3	5	215	NO LIQUEF	0.93	0.446	0.382	NO LIQUEF
9	287	171	70	101	1.0	286.3	5	215	NO LIQUEF	0.93	0.446	0.382	NO LIQUEF
10	287	190	80	110	1.0	280.2	5	215	NO LIQUEF	0.91	0.443	0.379	NO LIQUEF
10	279	190	80	110	1.0	272.4	5	215	NO LIQUEF	0.91	0.443	0.379	NO LIQUEF
11	279	209	90	119	1.0	267.1	5	215	NO LIQUEF	0.88	0.437	0.374	NO LIQUEF
11	278	209	90	119	1.0	266.2	5	215	NO LIQUEF	0.88	0.437	0.374	NO LIQUEF
12	278	228	100	128	0.9	261.4	5	215	NO LIQUEF	0.85	0.430	0.368	NO LIQUEF
12	286	228	100	128	0.9	268.9	5	215	NO LIQUEF	0.85	0.430	0.368	NO LIQUEF
13	286	247	110	137	0.9	264.4	5	215	NO LIQUEF	0.83	0.422	0.361	NO LIQUEF
13	302	247	110	137	0.9	279.1	5	215	NO LIQUEF	0.83	0.422	0.361	NO LIQUEF
14	302	266	120	146	0.9	274.7	5	215	NO LIQUEF	0.80	0.412	0.353	NO LIQUEF
14	324	266	120	146	0.9	294.8	5	215	NO LIQUEF	0.80	0.412	0.353	NO LIQUEF
15	324	285	130	155	0.9	290.4	5	215	NO LIQUEF	0.77	0.402	0.344	NO LIQUEF
15	347	285	130	155	0.9	311.0	80	177.5	NO LIQUEF	0.77	0.402	0.344	NO LIQUEF
16	347	304	140	164	0.9	306.6	80	177.5	NO LIQUEF	0.75	0.391	0.335	NO LIQUEF
16	369	304	140	164	0.9	326.1	80	177.5	NO LIQUEF	0.75	0.391	0.335	NO LIQUEF
17	369	323	150	173	0.9	321.7	80	177.5	NO LIQUEF	0.72	0.380	0.326	NO LIQUEF
17	388	323	150	173	0.9	338.3	80	177.5	NO LIQUEF	0.72	0.380	0.326	NO LIQUEF
18	388	342	160	182	0.9	334.1	80	177.5	NO LIQUEF	0.69	0.368	0.316	NO LIQUEF
18	403	342	160	182	0.9	347.0	80	177.5	NO LIQUEF	0.69	0.368	0.316	NO LIQUEF
19	403	361	170	191	0.9	342.8	80	177.5	NO LIQUEF	0.67	0.356	0.305	NO LIQUEF
19	413	361	170	191	0.9	351.3	80	177.5	NO LIQUEF	0.67	0.356	0.305	NO LIQUEF
20	413	380	180	200	0.8	347.3	80	177.5	NO LIQUEF	0.64	0.344	0.295	NO LIQUEF
20	420	380	180	200	0.8	353.2	80	177.5	NO LIQUEF	0.64	0.344	0.295	NO LIQUEF
21	420	399	190	209	0.8	349.3	80	177.5	NO LIQUEF	0.61	0.331	0.284	NO LIQUEF
21	423	399	190	209	0.8	351.8	80	177.5	NO LIQUEF	0.61	0.331	0.284	NO LIQUEF
22	423	418	200	218	0.8	348.1	80	177.5	NO LIQUEF	0.59	0.318	0.272	NO LIQUEF
22	423	418	200	218	0.8	348.1	80	177.5	NO LIQUEF	0.59	0.318	0.272	NO LIQUEF
23	423	437	210	227	0.8	344.6	80	177.5	NO LIQUEF	0.56	0.305	0.261	NO LIQUEF
23	422	437	210	227	0.8	343.8	80	177.5	NO LIQUEF	0.56	0.305	0.261	NO LIQUEF
24	422	456	220	236	0.8	340.5	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.300	0.257	NO LIQUEF
24	427	456	220	236	0.8	344.5	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.300	0.257	NO LIQUEF
25	427	475	230	245	0.8	341.3	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.302	0.258	NO LIQUEF
25	431	475	230	245	0.8	344.5	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.302	0.258	NO LIQUEF
26	431	494	240	254	0.8	341.4	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.302	0.259	NO LIQUEF
26	435	494	240	254	0.8	344.6	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.302	0.259	NO LIQUEF
27	435	513	250	263	0.8	341.6	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.303	0.260	NO LIQUEF
27	444	513	250	263	0.8	348.7	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.303	0.260	NO LIQUEF
28	444	532	260	272	0.8	345.7	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.304	0.261	NO LIQUEF
28	455	532	260	272	0.8	354.3	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.304	0.261	NO LIQUEF
29	455	551	270	281	0.8	351.4	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.305	0.261	NO LIQUEF
29	475	551	270	281	0.8	366.9	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.305	0.261	NO LIQUEF
30	475	570	280	290	0.8	364.0	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.306	0.262	NO LIQUEF

Come si evince dal profilo stratigrafico longitudinale lungo lo sviluppo del tracciato sono presenti localmente zone con terreni sabbiosi/sabbioso limosi appartenenti alle unità geotecniche ba2 e bc2, spessori variabili da 3 a 10 m circa, parzialmente sotto falda. Dove non è stato possibile escludere l'ipotesi di liquefazione dei terreni, è stato previsto un intervento di consolidamento, costituito da colonne in ghiaia vibrocompattate (D=800mm, interasse  $i=2.0m$ , lunghezza  $L=6\div 11$  m in funzione dello spessore del terreno potenzialmente liquefacibile).

Le analisi/verifiche delle opere in presenza di terreni potenzialmente liquefacibili sono oggetto di apposita relazione a cui si rimanda.

## 7. OPERE D'ARTE MAGGIORI

Nel presente capitolo si riporta la caratterizzazione geotecnica per il dimensionamento delle fondazioni delle opere d'arte maggiori.

Il profilo stratigrafico verrà preso a riferimento per definire la stratigrafia di dettaglio in corrispondenza delle opere d'arte in progetto.

Dopo aver individuato le principali unità geotecniche in corrispondenza dell'opera, verranno interpretati i risultati delle indagini geotecniche eseguite in corrispondenza dell'opera, sulla base dei criteri precedentemente esposti; per le unità geotecniche in cui le indagini dell'opera non forniscono informazioni, verranno utilizzati i dati generali di caratterizzazione di quell'unità del sub lotto e quindi verranno definiti i parametri geotecnici di progetto.

### 7.1 Viadotto VI01

L'opera in esame è costituita da due spalle ed una pila ed è ubicata tra le progressive km 17+391.50 e km 17+431.00. Nelle vicinanze dell'opera sono state eseguite le seguenti indagini:

Sondaggio	Anno	Profondità	SPT n.	Lefranc n.	Lugeon n.	Dilatometrica n.	Pressiometrica n.	CR n.	CI n.	CL n.	Piezometro	Inclinometro	DH
		[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	TA/CC	[m]	[m]
S14	1985	28	7	-	-	-	-	-	4	-	-	-	-

Il sondaggio ha evidenziato la presenza di tufo essenzialmente sabbioso-limoso (unità TGC2) con spessore fino a 20.0 m circa, a seguire l'unità di Maddaloni fino alla massima profondità investigata (28.0 m) con argilla limosa (unità MLD3) per i primi 2.5 m circa, poi ghiaie sabbiose (unità MLD1). Oltre i 28 m di profondità dal p.c., dai sondaggi vicini, si stima la presenza dell'unità coesiva MDL3, i cui parametri di resistenza possono essere dedotti dalle indagini più vicine (IF15V01).

Non sono disponibili le prove di laboratorio sui campioni prelevati sui sondaggi nella campagna d'indagine del 1985.

Il livello della falda massimo rilevato in corrispondenza dell'opera è intorno a+38 m s.l.m., circa a 2 m di profondità dal p.c. locale (vedasi profilo geotecnico longitudinale).

Nei grafici a seguire sono illustrate le elaborazioni dei risultati delle prove in sito.

Tab. 27 – VI01 – Parametri geotecnici

Unità geotecnica	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Nspt [-]	Dr [%]	$\varphi'$ [°]	c' [kPa]	cu [kPa]	Vs [m/s]	E <sub>0</sub> [MPa]
ba2 (*)	19.0	10	30÷70	31	0	-	150	120
TGC2	18.5	38÷62	65÷75	35÷37	0	-	200÷300	200÷450
MDL1	20.0	R	70	38÷39	0	-	300÷400	400÷800
MDL3	20.0	43	-	23÷27 (*)	10÷20 (*)	200 per z < 25m 300 per z > 25m(+)	-	400

Dove:

$\gamma$  = peso di volume naturale

Nspt = n. di colpi da prova SPT

$\varphi'$  = angolo di resistenza al taglio

c' = coesione drenata

cu = resistenza al taglio in condizioni non drenate

Vs = velocità delle onde di taglio

E<sub>0</sub> = modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

(\*) = caratterizzazione geotecnica da sub lotto

(+) = stimato considerando il sondaggio IF15V01.

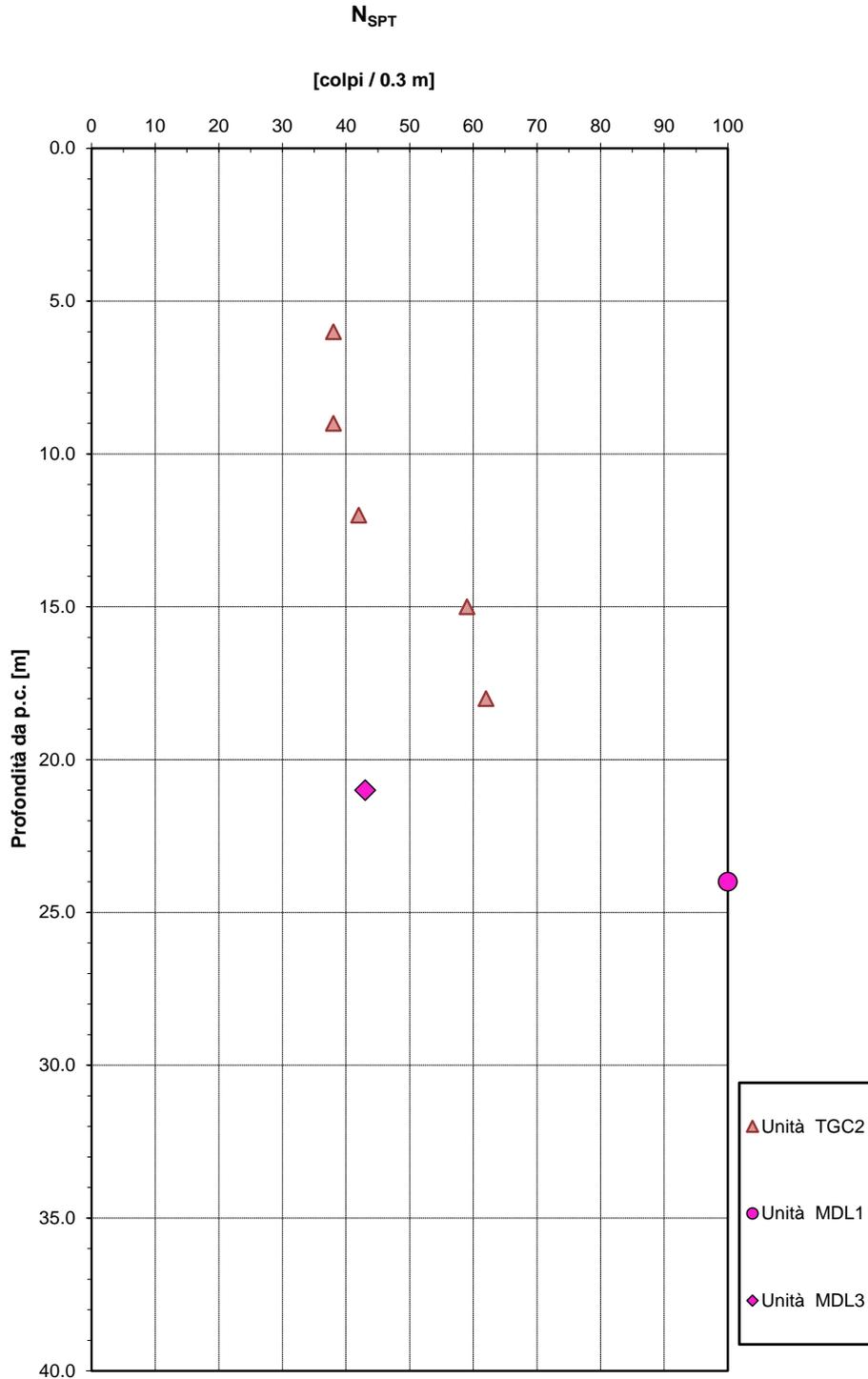


Fig. 97 – Valori di  $N_{SPT}$

Densità relativa da prove SPT

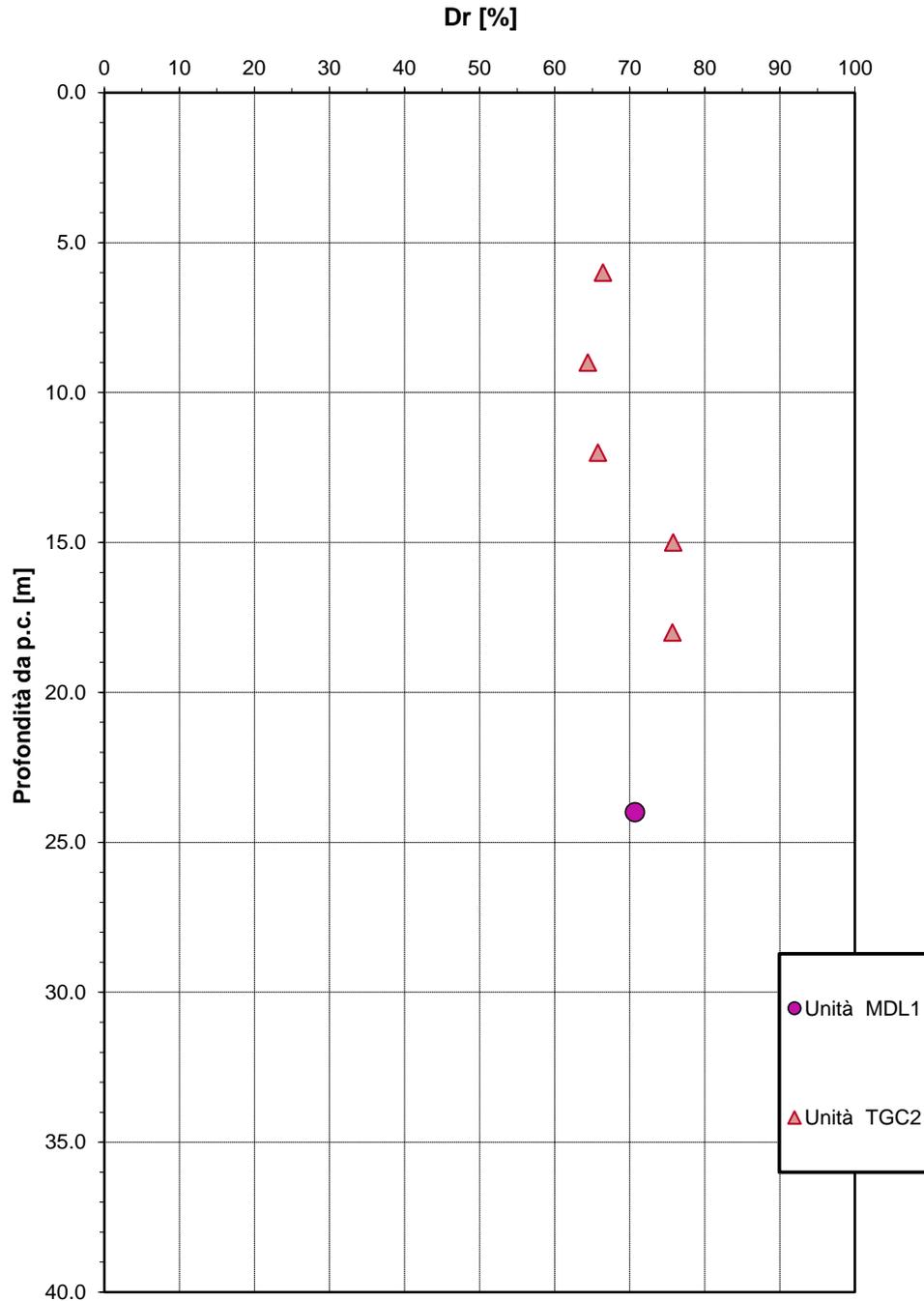


Fig. 98 – Densità relativa da prove SPT

Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

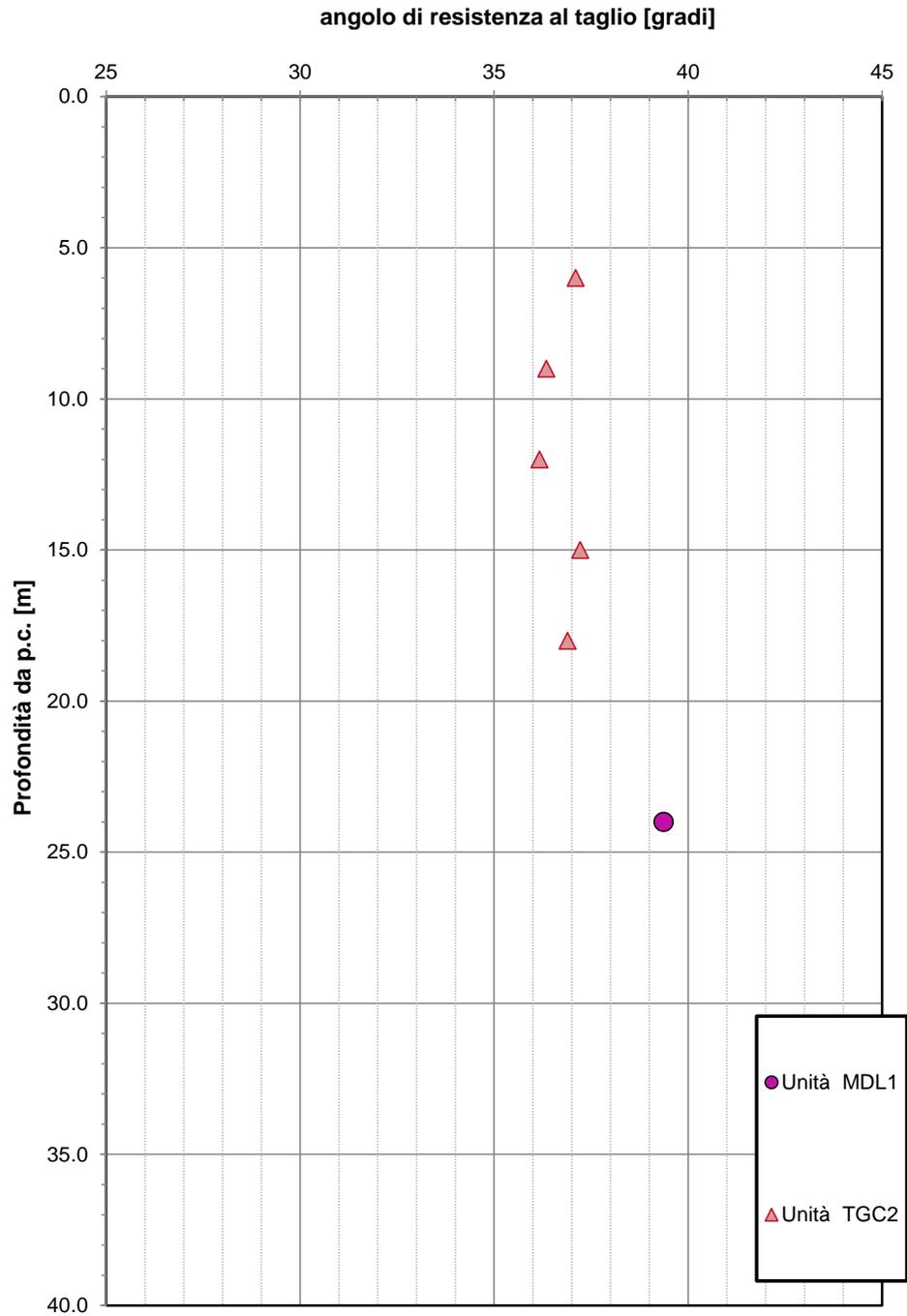


Fig. 99 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

**Correlazione  $N_{SPT}-\phi'$ , De Mello (1971)**

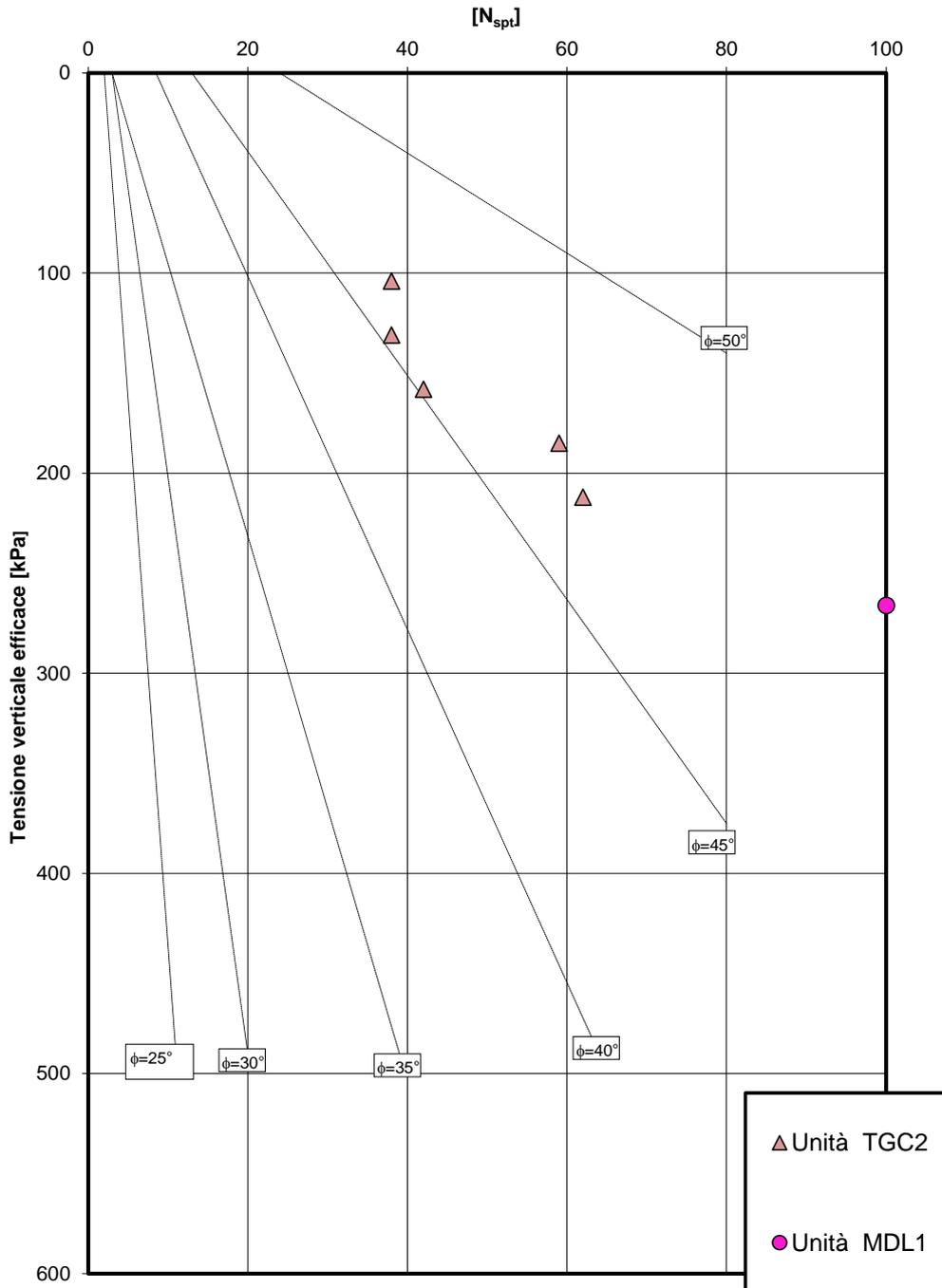


Fig. 100 - Correlazione  $N_{SPT}$  e  $\phi'$  (De Mello, 1971)

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

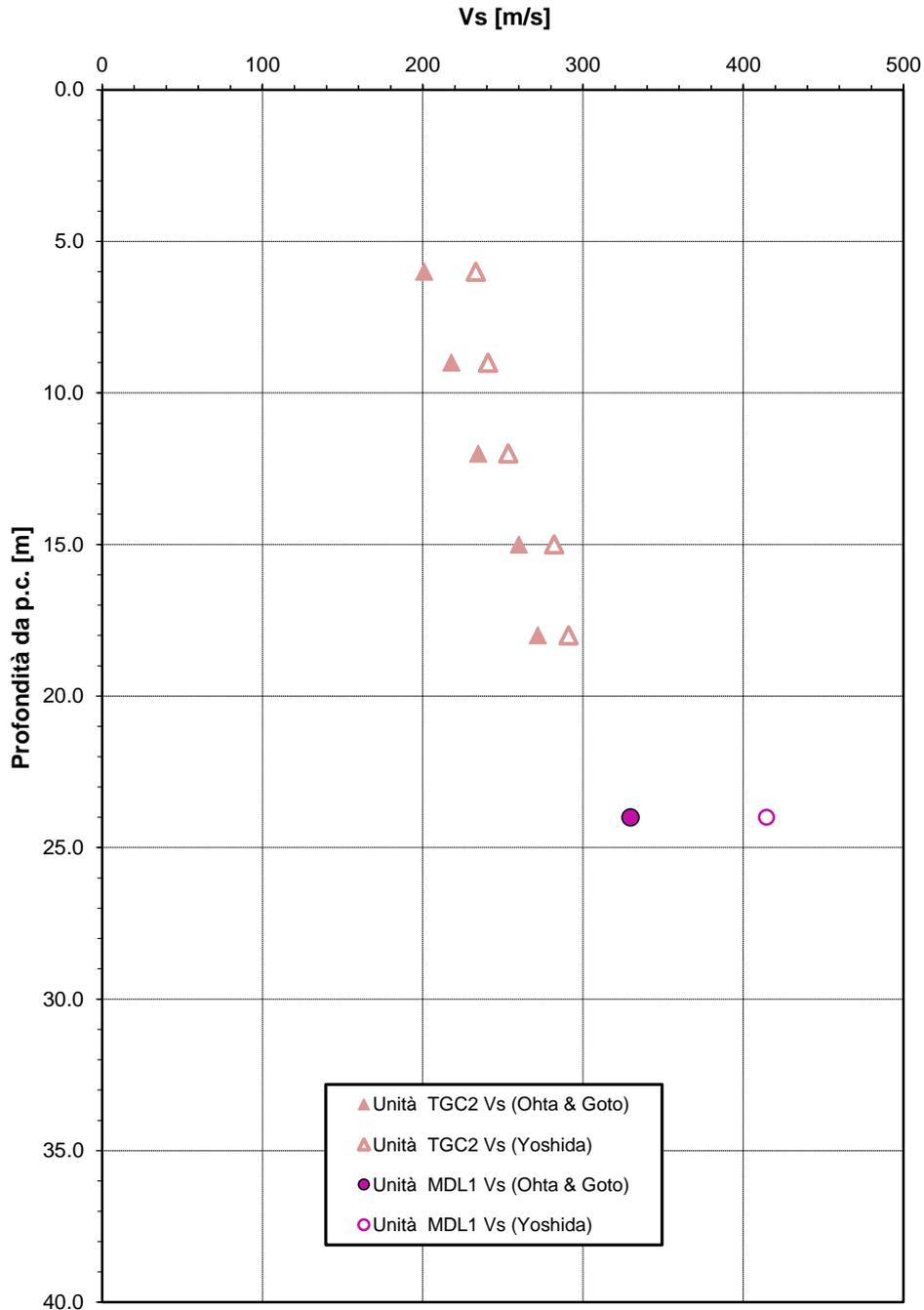


Fig. 101 - Velocità delle onde di taglio da prove SPT

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

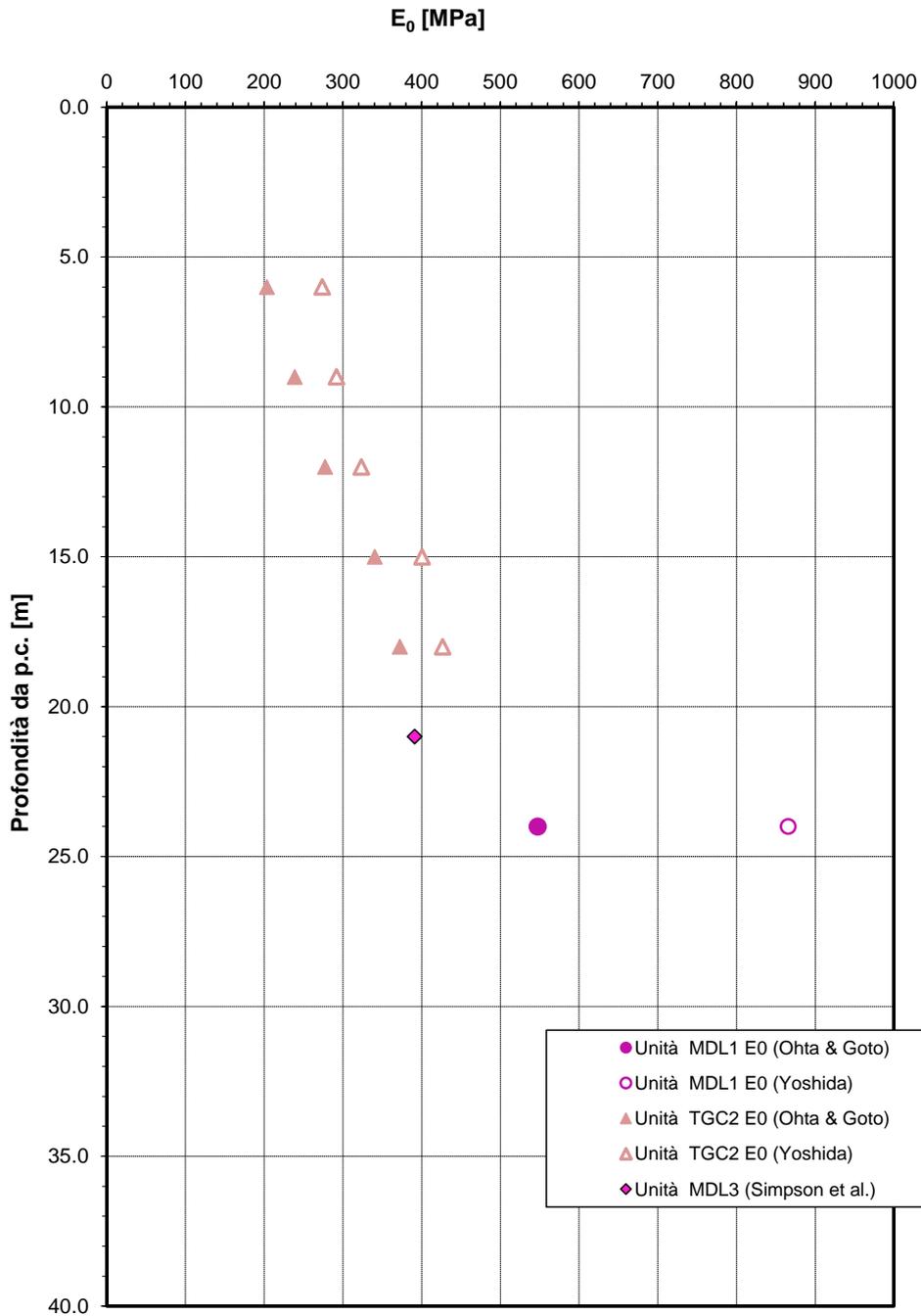


Fig. 102 - Modulo di deformazione elastico iniziale  $E_0$  da prove SPT

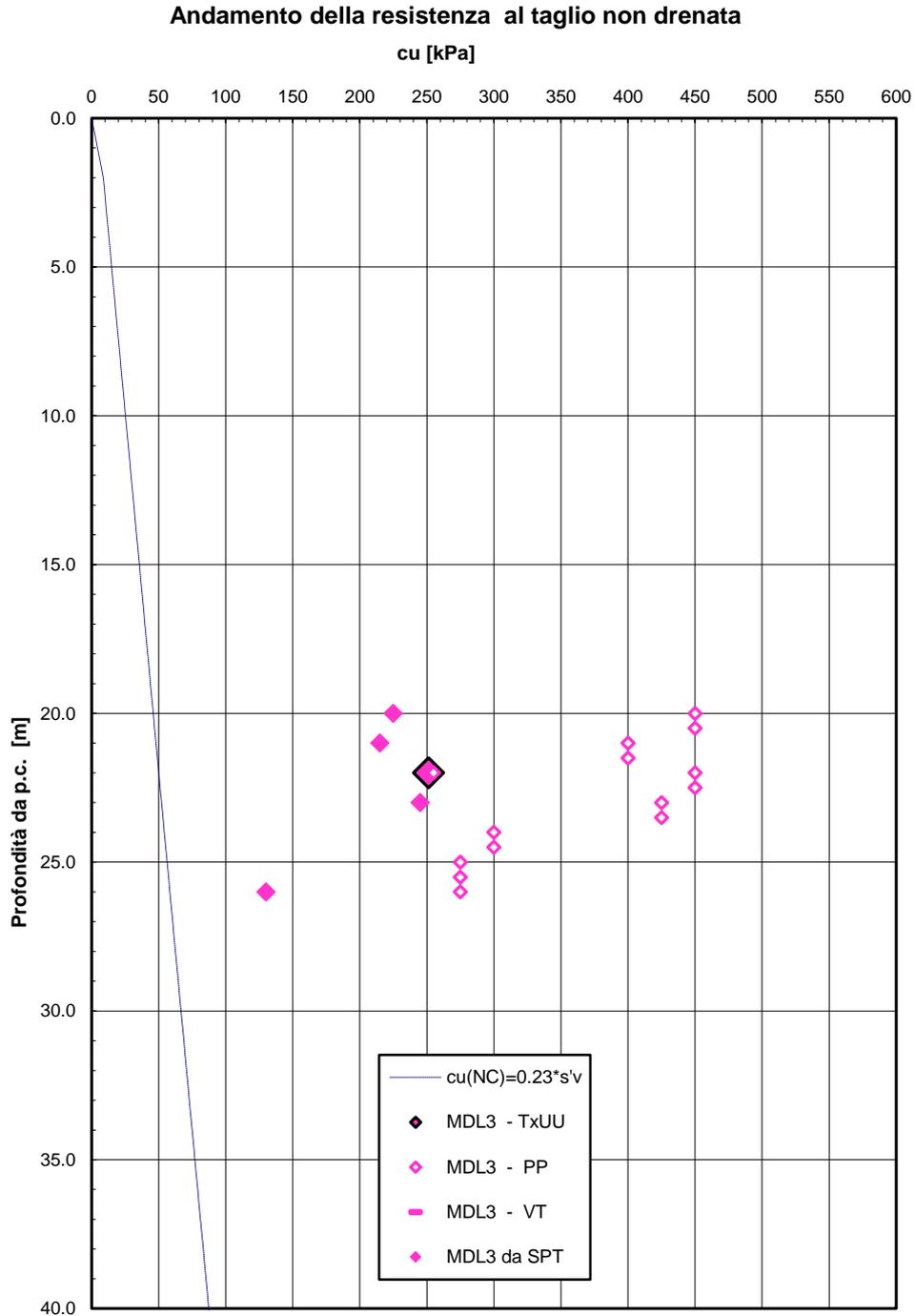


Fig. 103 – Resistenza al taglio in condizioni non drenate (unità MDL3)

## 7.2 Viadotto VI02

L'opera in esame è costituita da due spalle ed è ubicata tra le progressive km 17+634.00 e km 17+656.00. L'indagine più prossima all'opera è la seguente.

Sondaggio	Anno	Profondità	SPT n.	Lefranc n.	Lugeon n.	Dilatometrica n.	Pressiometrica n.	CR n.	Cl n.	CL n.	Piezometro	Inclinometro	DH
		[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	TA/CC	[m]	[m]
S14	1985	28	7	-	-	-	-	-	4	-	-	-	-

Il sondaggio ha evidenziato la presenza di tufo essenzialmente sabbioso-limoso (unità TGC2) con spessore fino a 20.0 m circa, a seguire l'unità di Maddaloni fino alla massima profondità investigata (28.0 m) con argilla limosa (unità MLD3) per i primi 2.5 m circa, poi ghiaie sabbiose (unità MLD1). Oltre i 28 m di profondità dal p.c., dai sondaggi vicini, si stima la presenza dell'unità coesiva MDL3, i cui parametri di resistenza possono essere dedotti dalle indagini più vicine (IF15V01).

Non sono disponibili le prove di laboratorio sui campioni prelevati sui sondaggi nella campagna d'indagine del 1985.

Il livello della falda massimo rilevato in corrispondenza dell'opera è intorno a+36 m s.l.m., circa a 6 m di profondità dal p.c. locale (vedasi profilo geotecnico longitudinale).

Nella i grafici a seguire sono illustrate le elaborazioni dei risultati delle prove in sito e di laboratorio.

Tab. 28 – VI02 – Parametri geotecnici

Unità geotecnica	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Nspt [-]	Dr [%]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	cu [kPa]	Vs [m/s]	$E_0$ [MPa]
b2 (*)	19.0	-	-	25	0	50	-	60
TGC2	18.5	38÷62	65÷75	35÷37	0	-	200÷300	200÷450
MDL1	20.0	R	70	38÷39	0	-	300÷400	400÷800
MDL3	20.0	43	-	23÷27 (*)	10÷20 (*)	200 per z < 25m 300 per z > 25m(+)	-	400

Dove:

$\gamma$  = peso di volume naturale

Nspt = n. di colpi da prova SPT

$\phi'$  = angolo di resistenza al taglio

$c'$  = coesione drenata

cu = resistenza al taglio in condizioni non drenate

Vs = velocità delle onde di taglio

$E_0$  = modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

(\*) = caratterizzazione geotecnica da sub lotto

(+) = stimato considerando il sondaggio IF15V01.

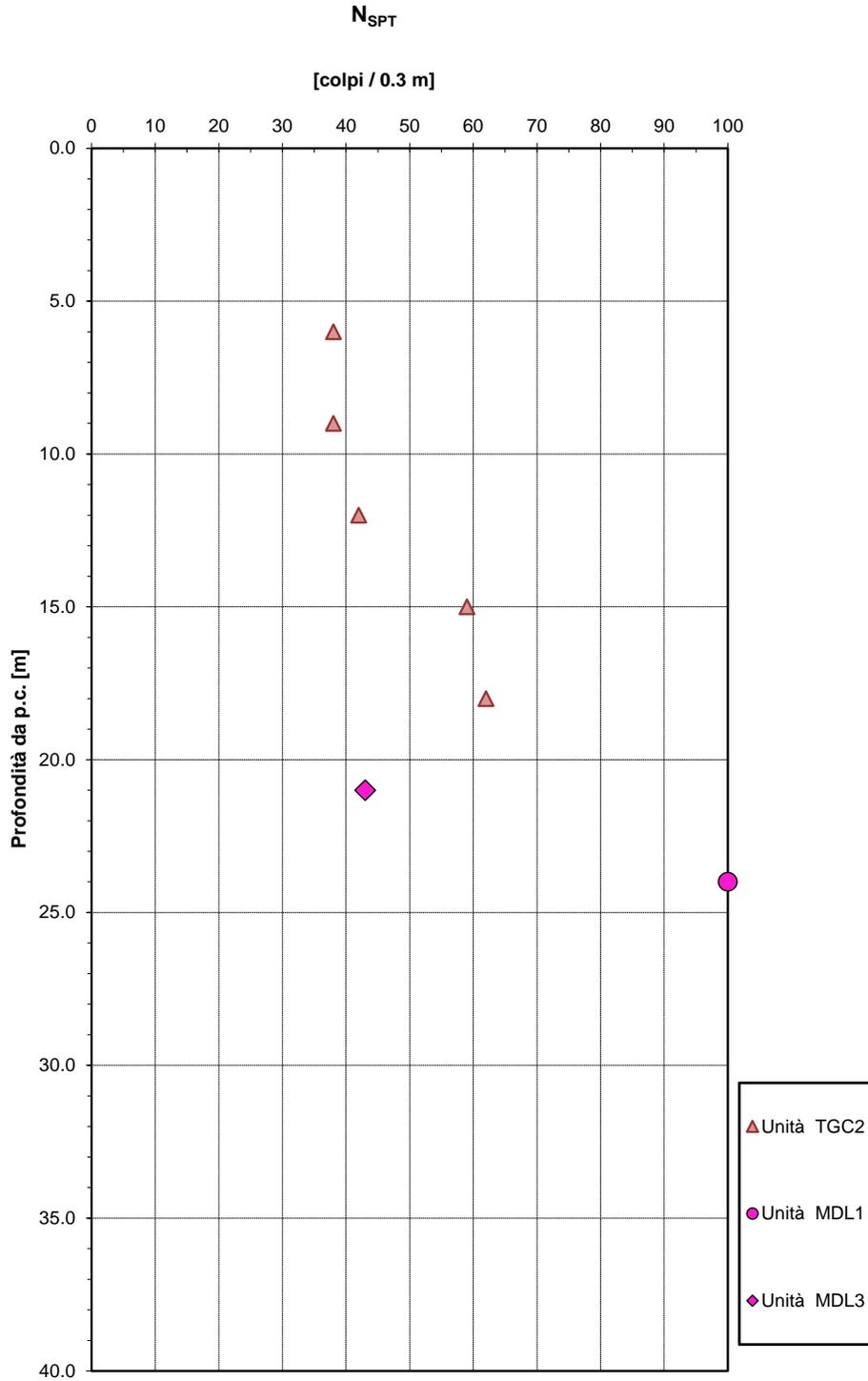


Fig. 104 – Valori di  $N_{SPT}$

Densità relativa da prove SPT

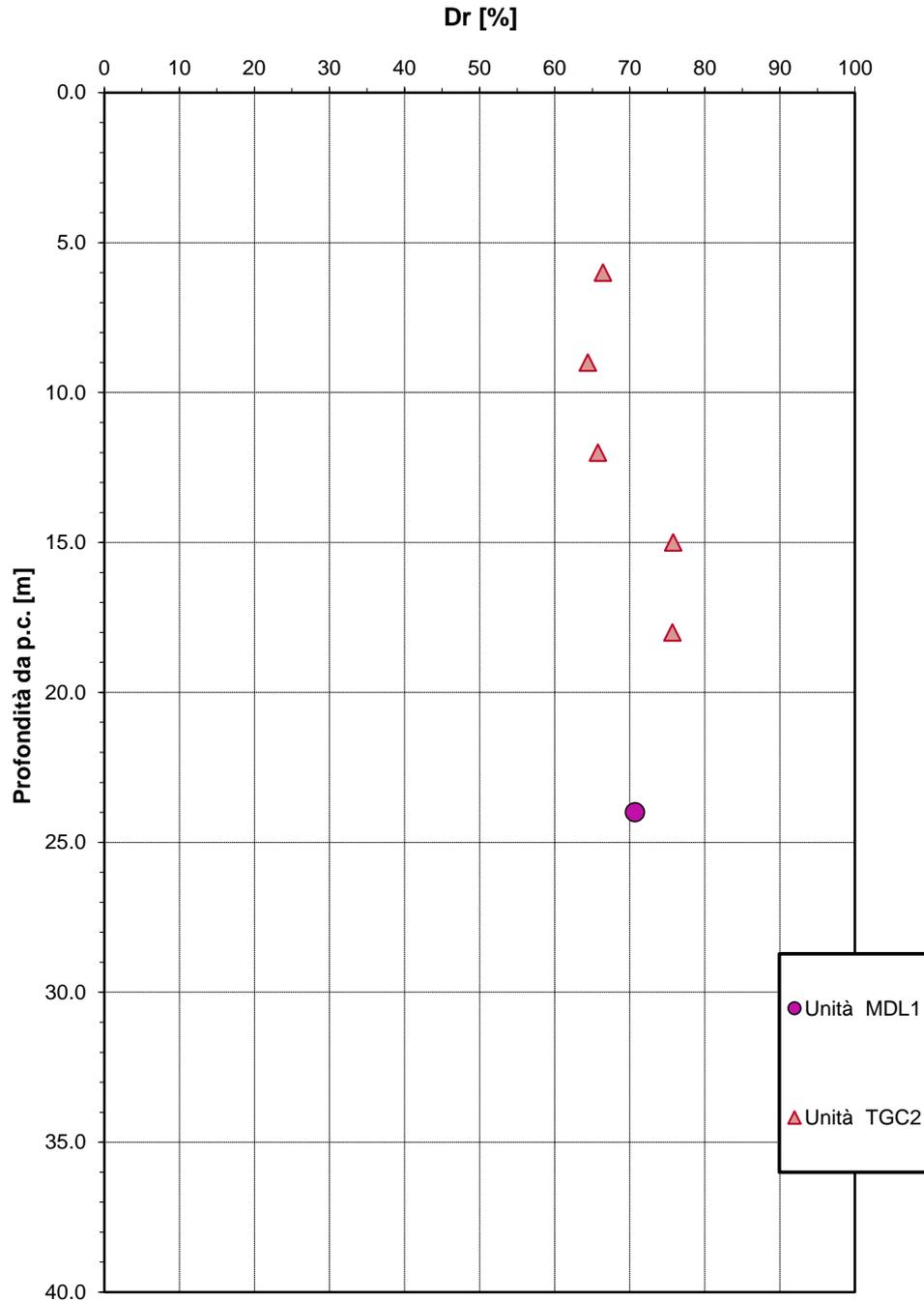


Fig. 105- Densità relativa da prove SPT

**Angolo di resistenza al taglio da prove SPT**

angolo di resistenza al taglio [gradi]

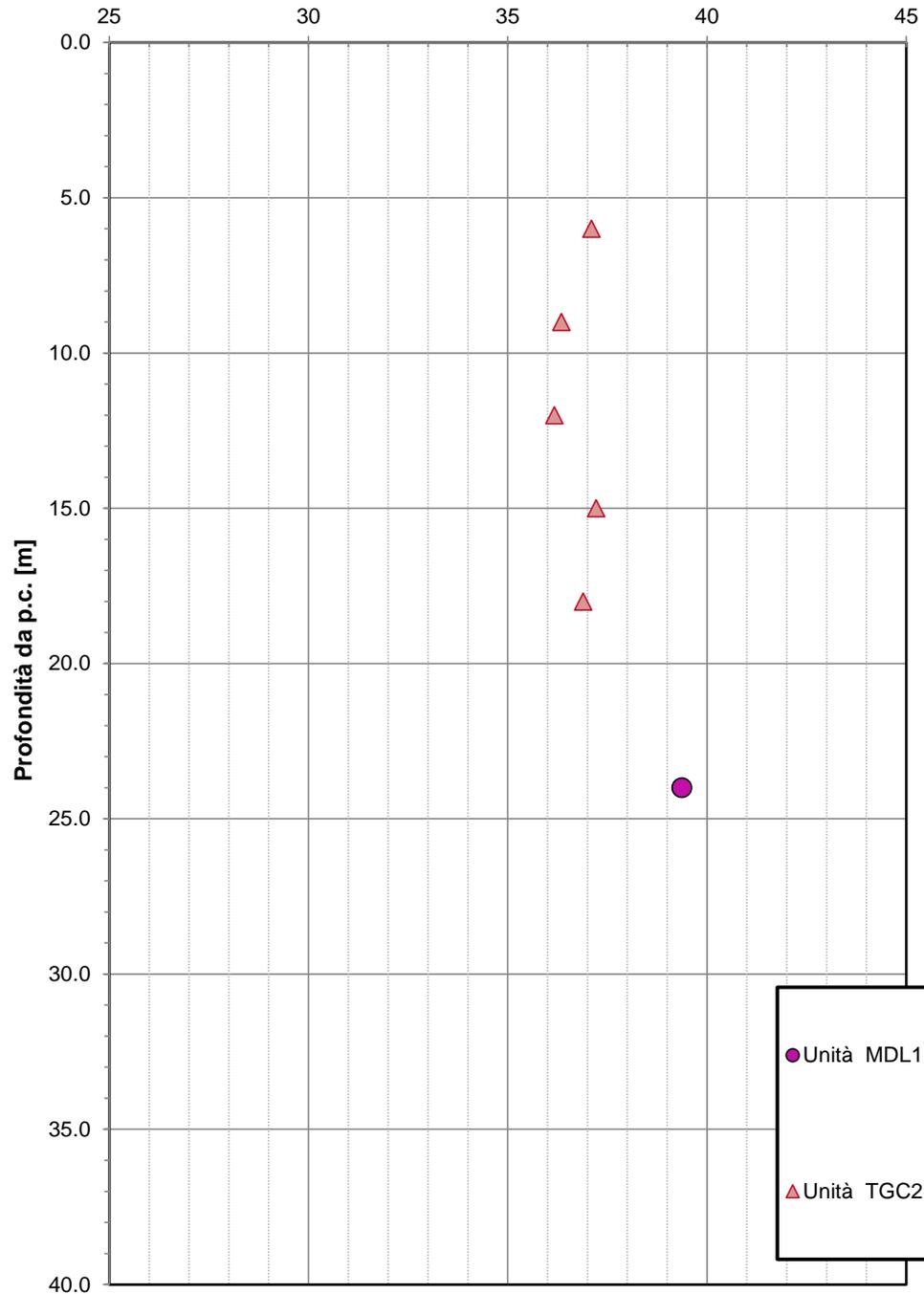


Fig. 106 - Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

**Correlazione  $N_{SPT}-\phi'$ , De Mello (1971)**

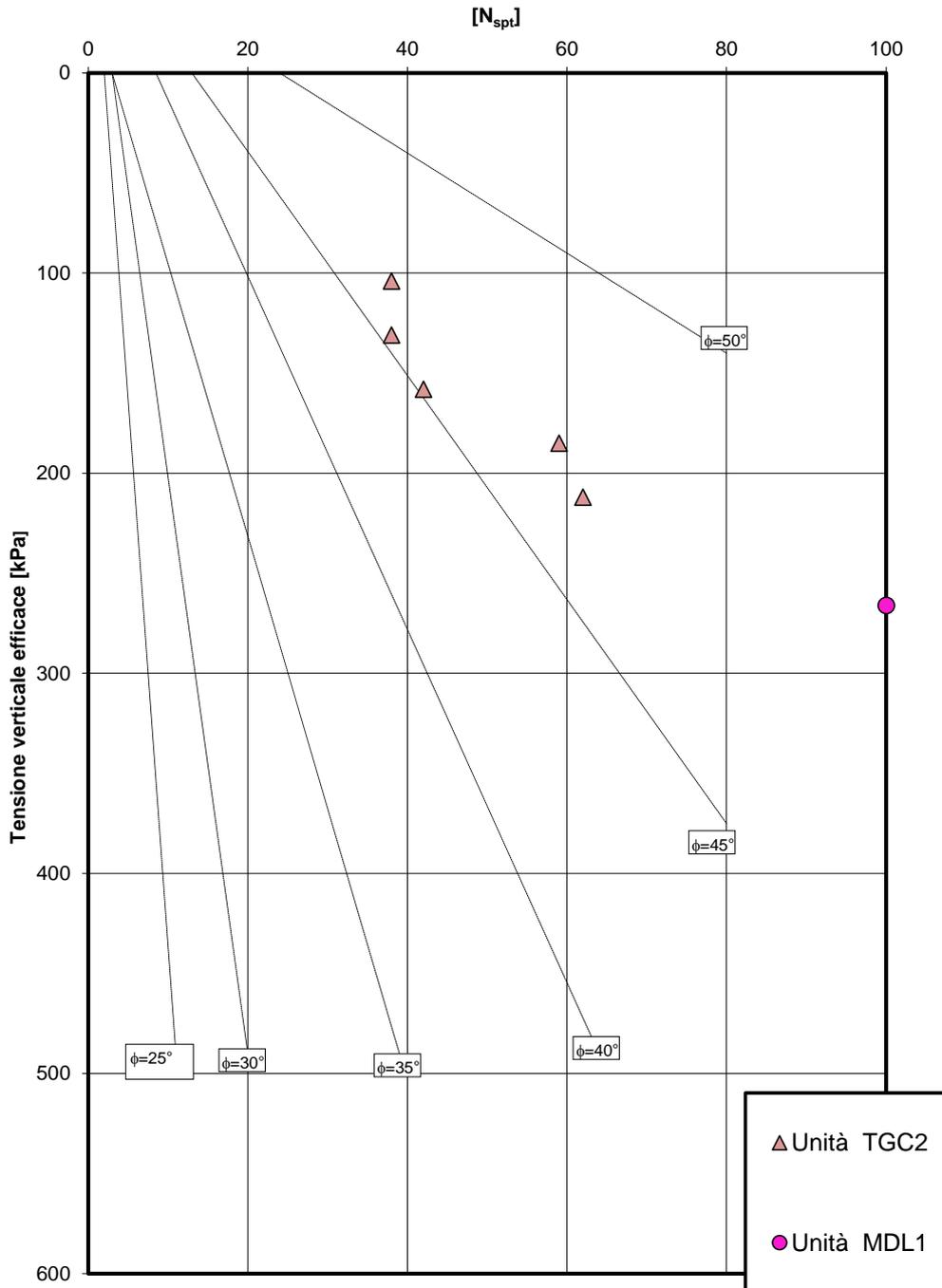


Fig. 107 - Correlazione  $N_{SPT}$  e  $\phi'$  (De Mello, 1971)

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

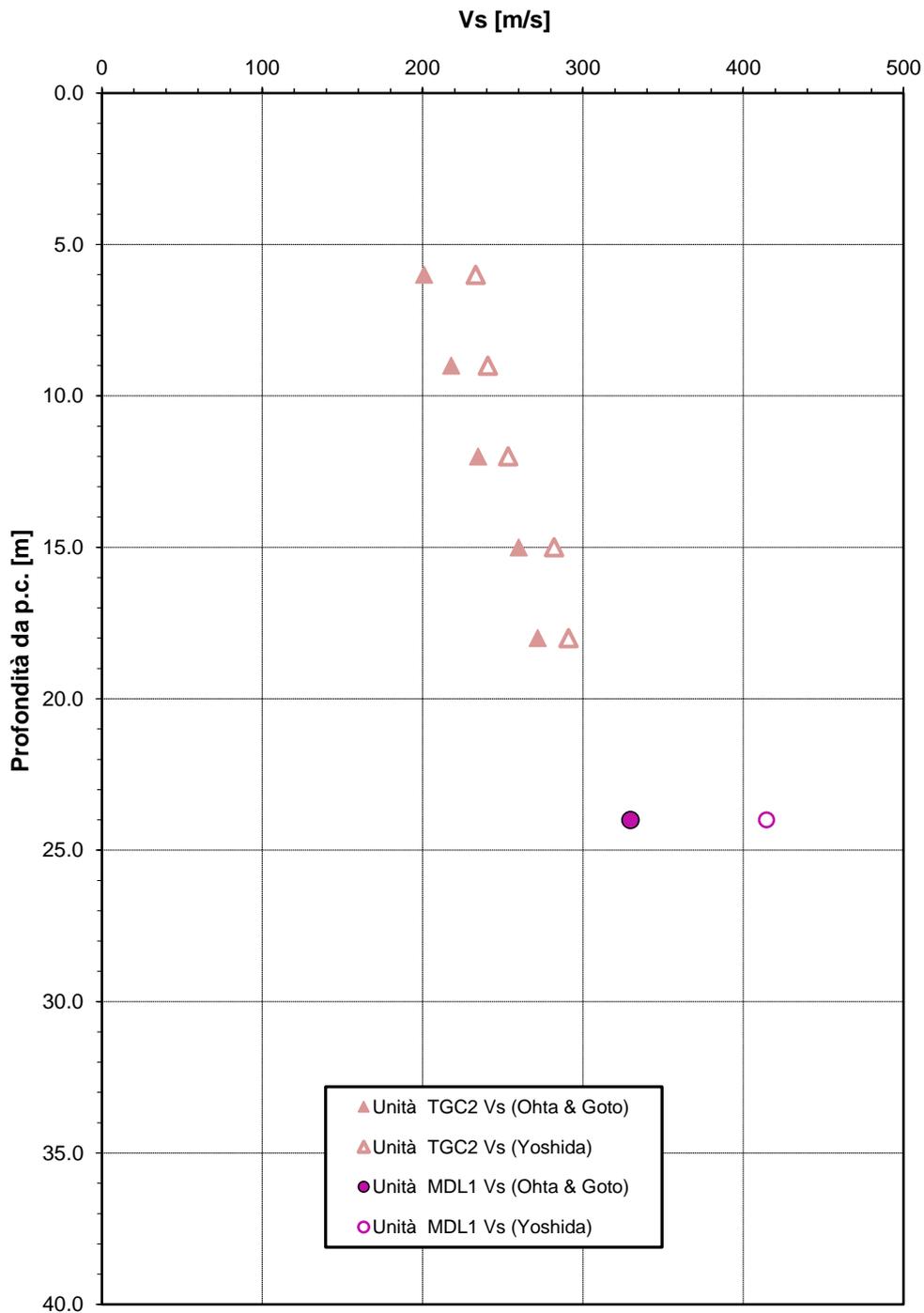


Fig. 108 – Velocità delle onde di taglio da prove SPT

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

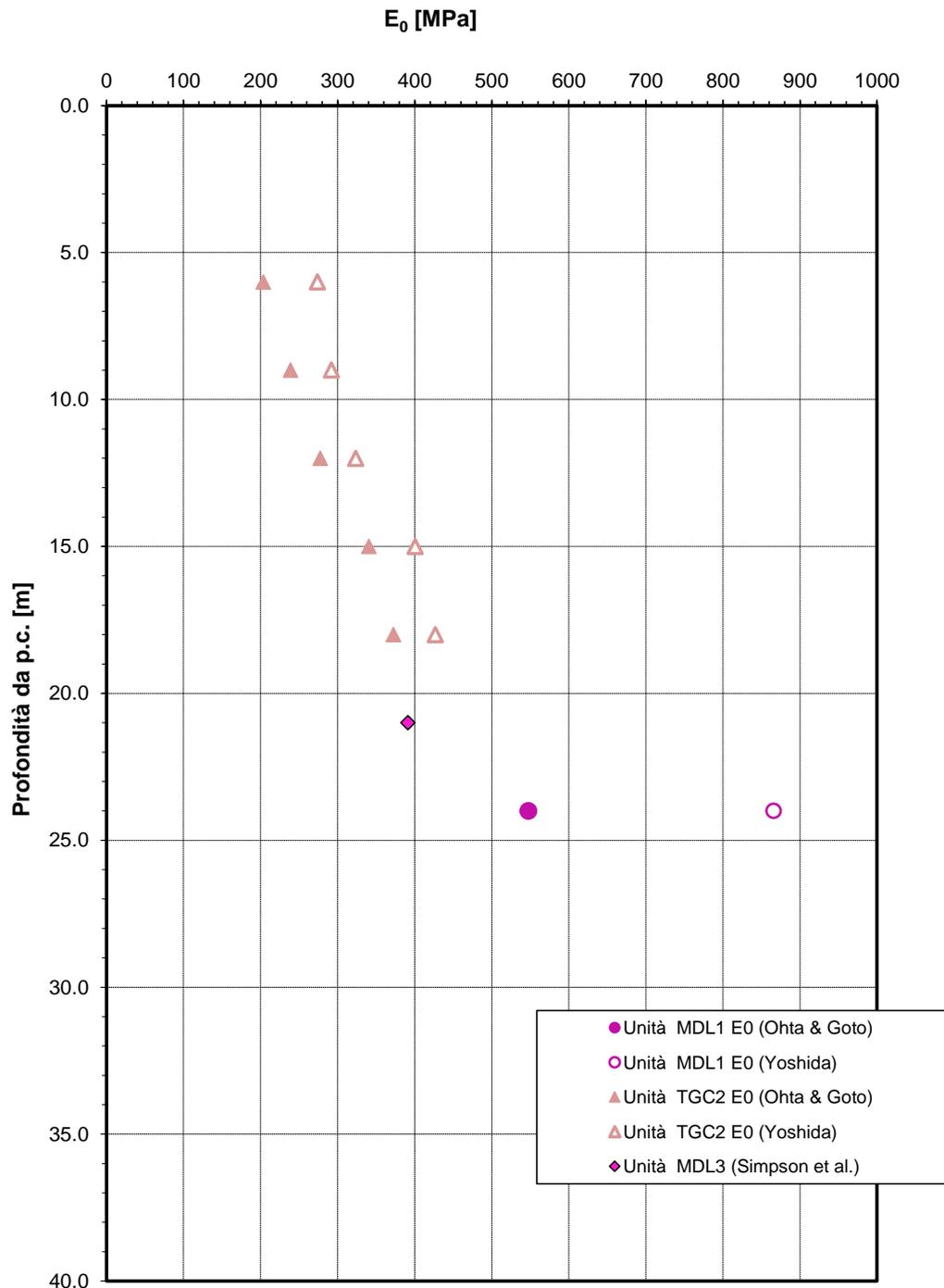


Fig. 109 – Modulo di deformazione elastico iniziale  $E_0$  da prove SPT

### 7.3 Viadotto VI03

L'opera in esame è costituita da due spalle ed è ubicata tra le progressive km 18+640.00 e km 18+657.50.

In corrispondenza dell'opera sono state eseguite le seguenti indagini.

Sondaggio	Anno	Profondità	SPT n.	Lefranc n.	Lugeon n.	Dilatometrica n.	Pressiometrica n.	CR n.	Cl n.	CL n.	Piezometro	Inclinometro	DH
		[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	TA/CC	[m]	[m]
IF15V02	2017	30	7	2				2	2	-	TA	-	-

Il sondaggio ha evidenziato la presenza di depositi alluvionali (attuali e recenti) fino a 5.5 m da p.c., composti per i primi 2.0 m circa da limo sabbioso (unità ba2) e successivamente da argille limose (unità ba3). A seguire è stato intercettato uno strato di spessore di circa 7.5 m costituito da tufo grigio scuro-nero (unità TGC2). Infine, è stata riscontrata la presenza dell'unità di Maddaloni fino alla massima profondità investigata (30.0 m), in particolare, ghiaie grossolane in matrice sabbioso-limosa (unità MDL1) per uno spessore di circa 8.5 m, argille (unità MDL3) per circa 1.5 m e a seguire limi sabbiosi (unità MDL2).

Il livello della falda massimo rilevato in corrispondenza del piezometro installato nel foro del sondaggio è a quota +30 m s.l.m..

Nei grafici a seguire sono illustrate le elaborazioni dei risultati delle prove in sito e di laboratorio.

Tab. 29 – VI03 – Parametri geotecnici

Unità geotecnica	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Nspt [-]	Dr [%]	$\phi'$ [°]	c' [kPa]	cu [kPa]	Vs [m/s]	E <sub>0</sub> [MPa]
ba2 (*)	19.0	-	-	31	0	0	-	120
ba3	19.0	14	-	24÷25 (*)	0÷5 (*)	70÷200	-	100
TGC2	18.5	17÷30	40÷60	32÷36	0	-	200÷250	200÷300
MDL1	20.0	58, 68, R(+)	70	38÷39	0	-	300÷400	400÷800
MDL2	20.0	R	70	35	0	-	300÷350	400÷650
MDL3	20.0	R	-	23÷27 (*)	10÷20(*)	200 (++)	-	400 (++)

Dove:

$\gamma$  = peso di volume naturale

Nspt = n. di colpi da prova SPT

$\phi'$  = angolo di resistenza al taglio

c' = coesione drenata

cu = resistenza al taglio in condizioni non drenate

Vs = velocità delle onde di taglio

E<sub>0</sub> = modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

(\*) = caratterizzazione geotecnica da sub lotto

(+) = dai sondaggi vicini (S14, IF15V03, IF15V04). Il sondaggio S121, del 1985, non è stato considerato in quanto fornisce valori di Nspt molto diversi da quelli rilevati generalmente negli stessi terreni ed anche la descrizione stratigrafica del sondaggio è particolarmente diversa.

(++) = dal sondaggio S14.

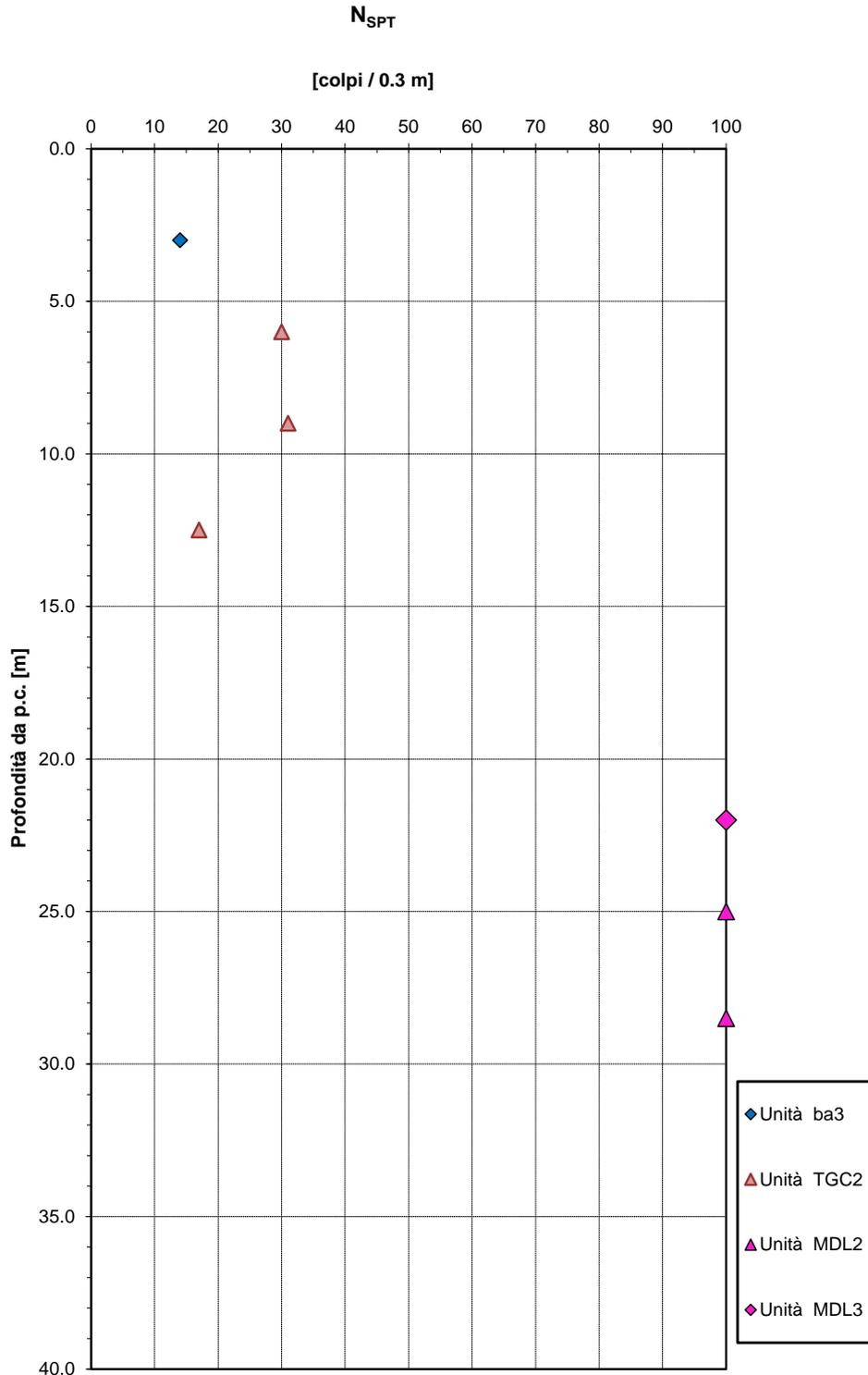


Fig. 110 – Valori di  $N_{SPT}$

Densità relativa da prove SPT

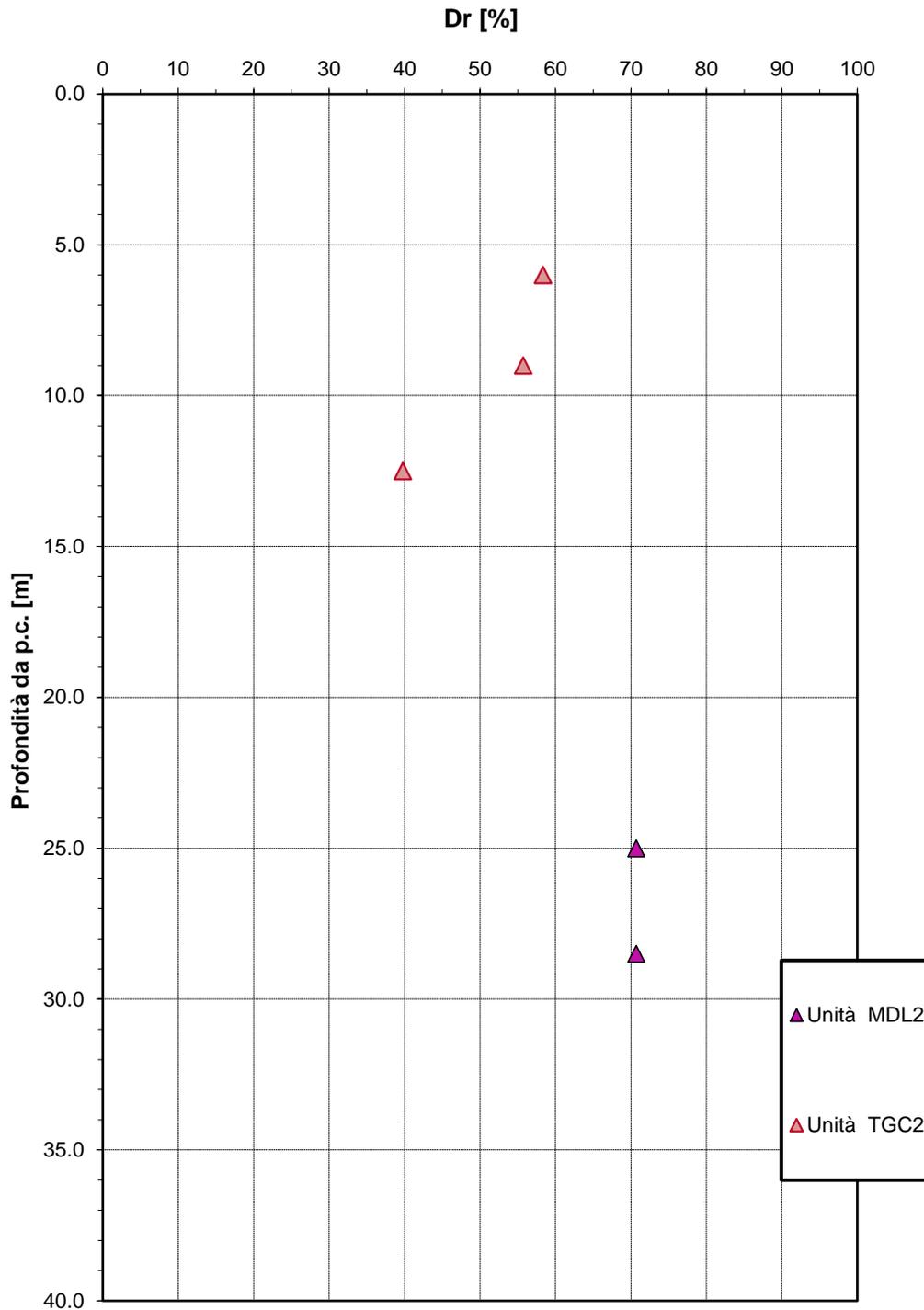


Fig. 111 - Densità relativa da prove SPT

**Angolo di resistenza al taglio da prove SPT**

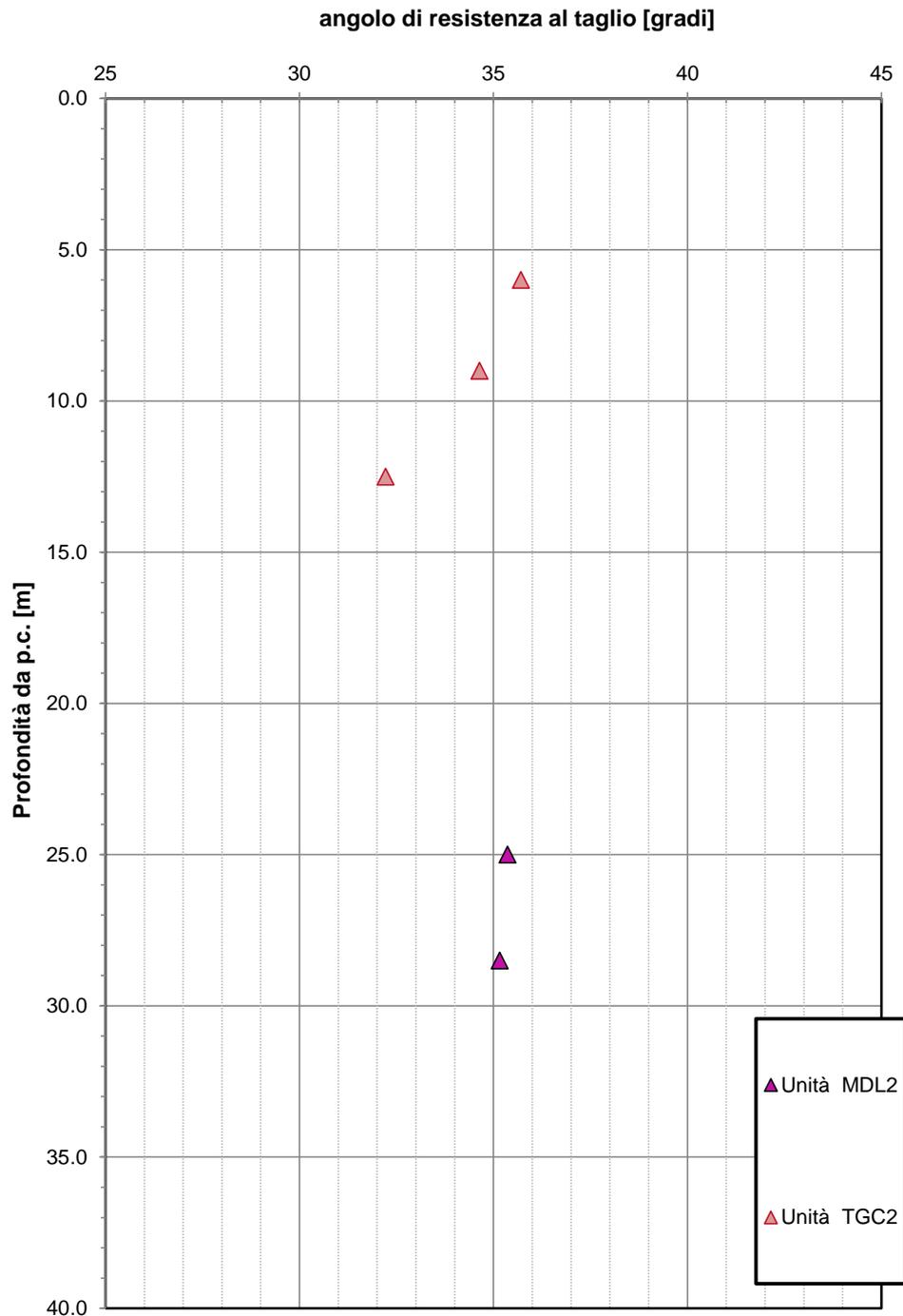


Fig. 112 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

**Correlazione  $N_{SPT}-\phi'$ , De Mello (1971)**

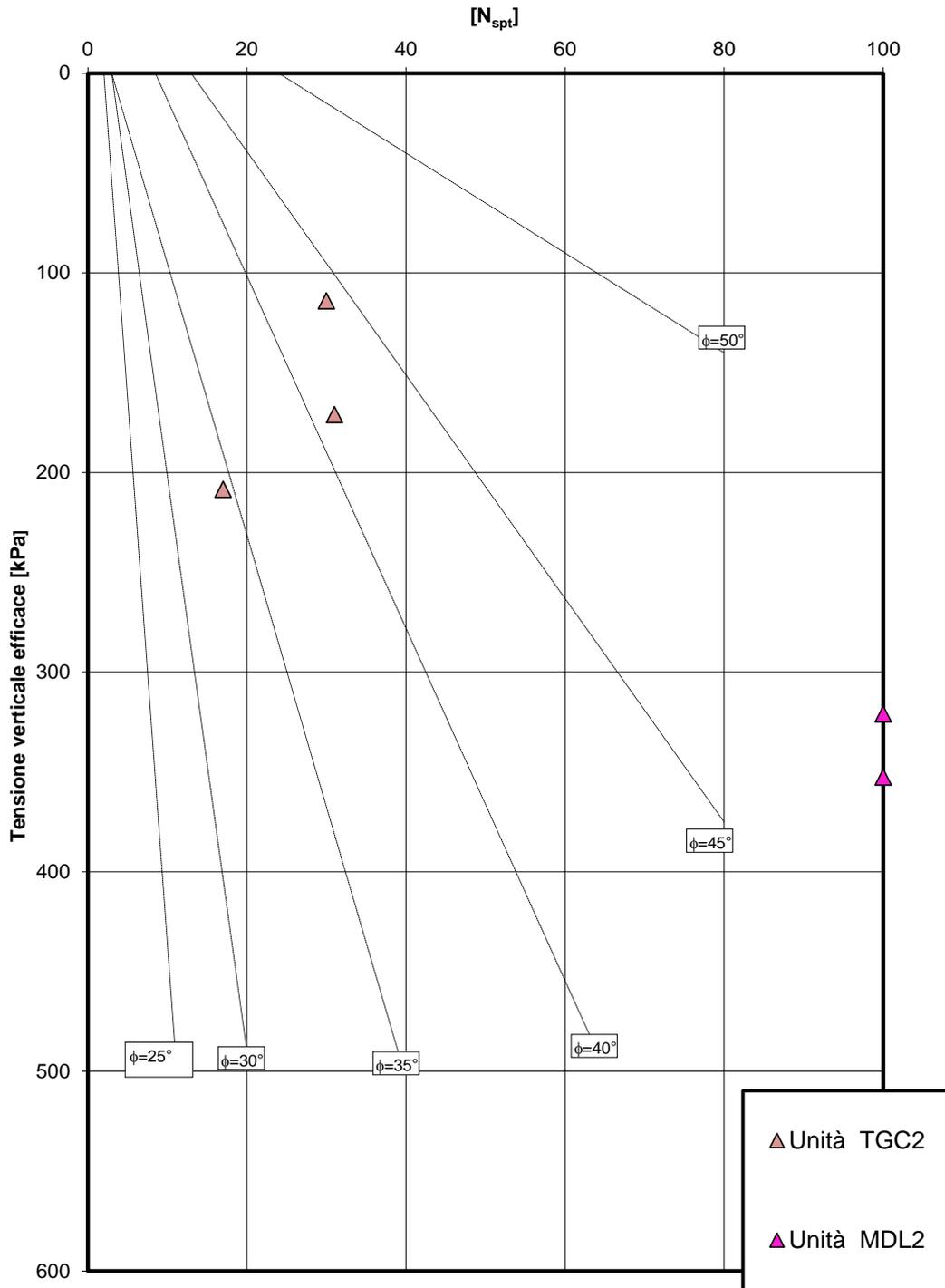


Fig. 113 - Correlazione  $N_{SPT}$  e  $\phi'$  (De Mello, 1971)

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

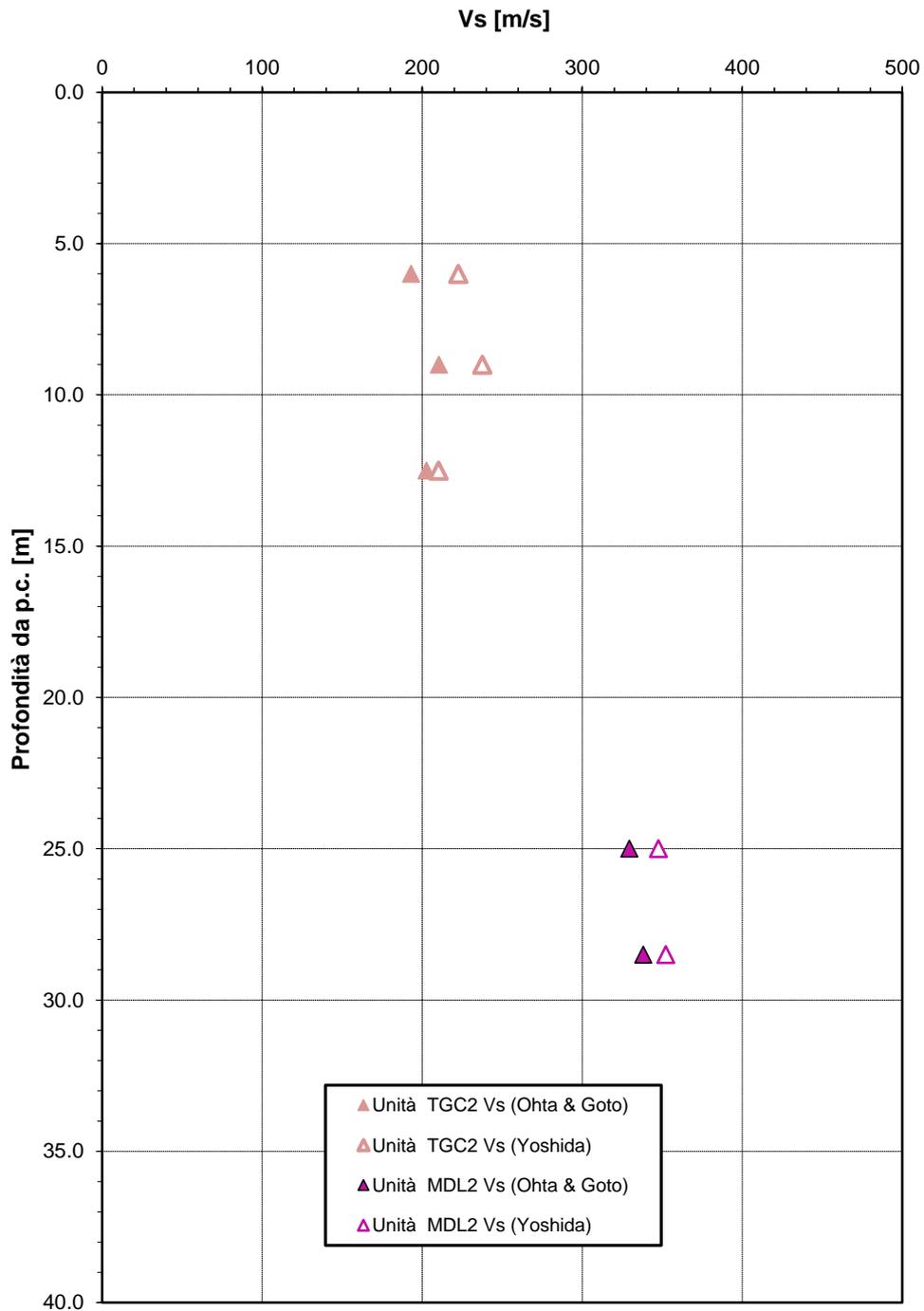


Fig. 114 – Velocità delle onde di taglio da prove SPT

**Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche**

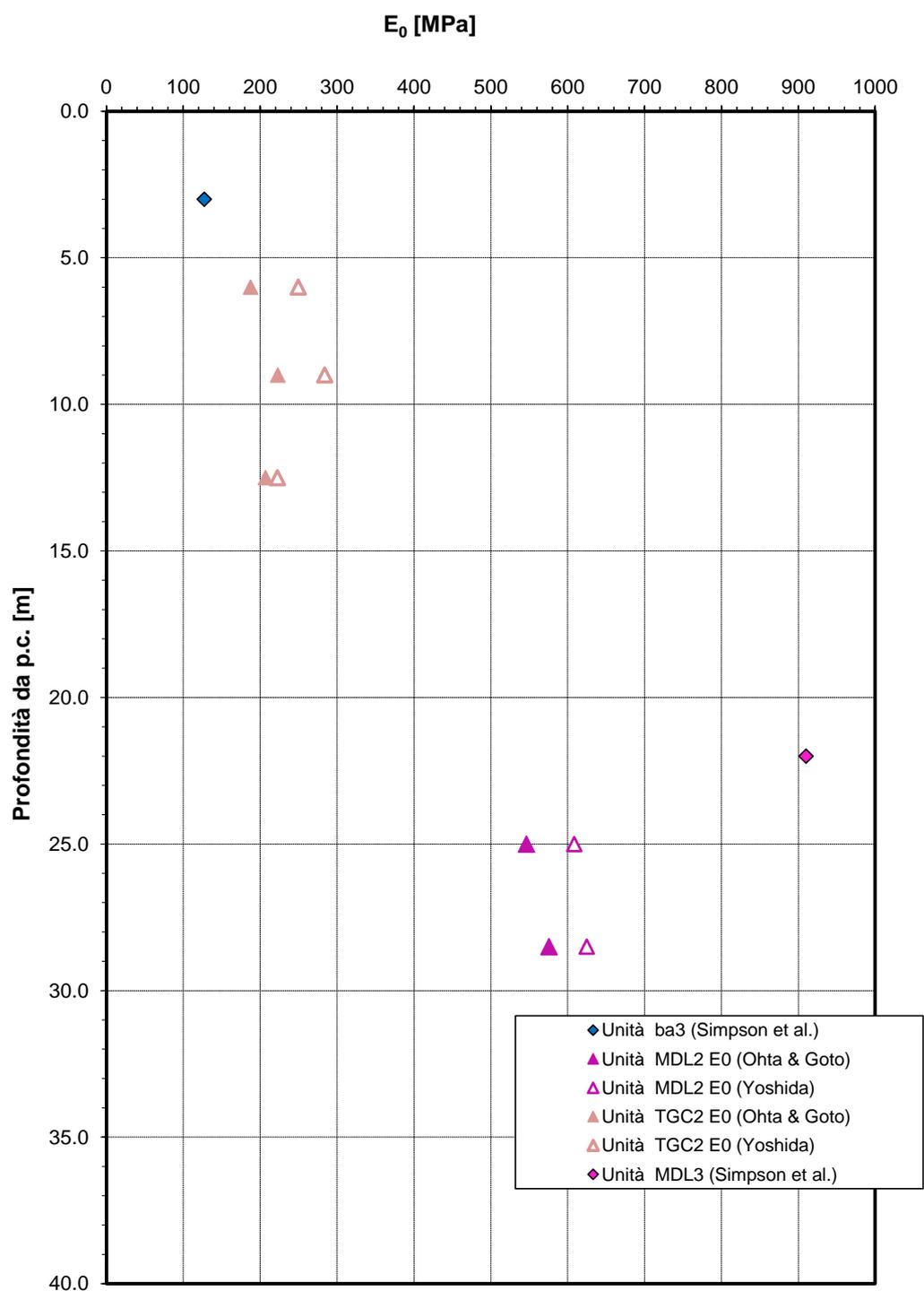


Fig. 115 – Modulo di deformazione elastico iniziale  $E_0$  da prove SPT

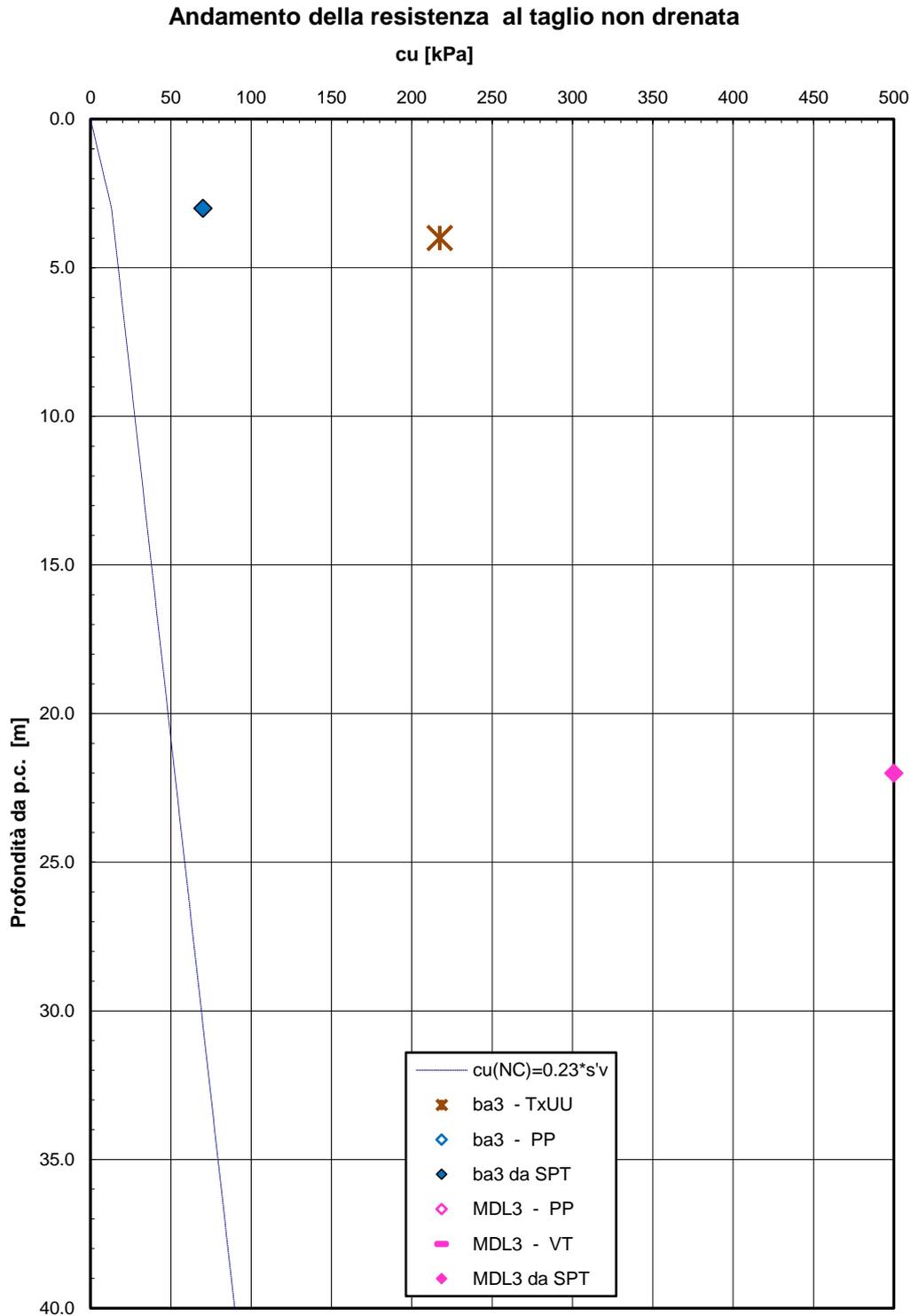


Fig. 116 - - Andamento della resistenza al taglio non drenata

*Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio*

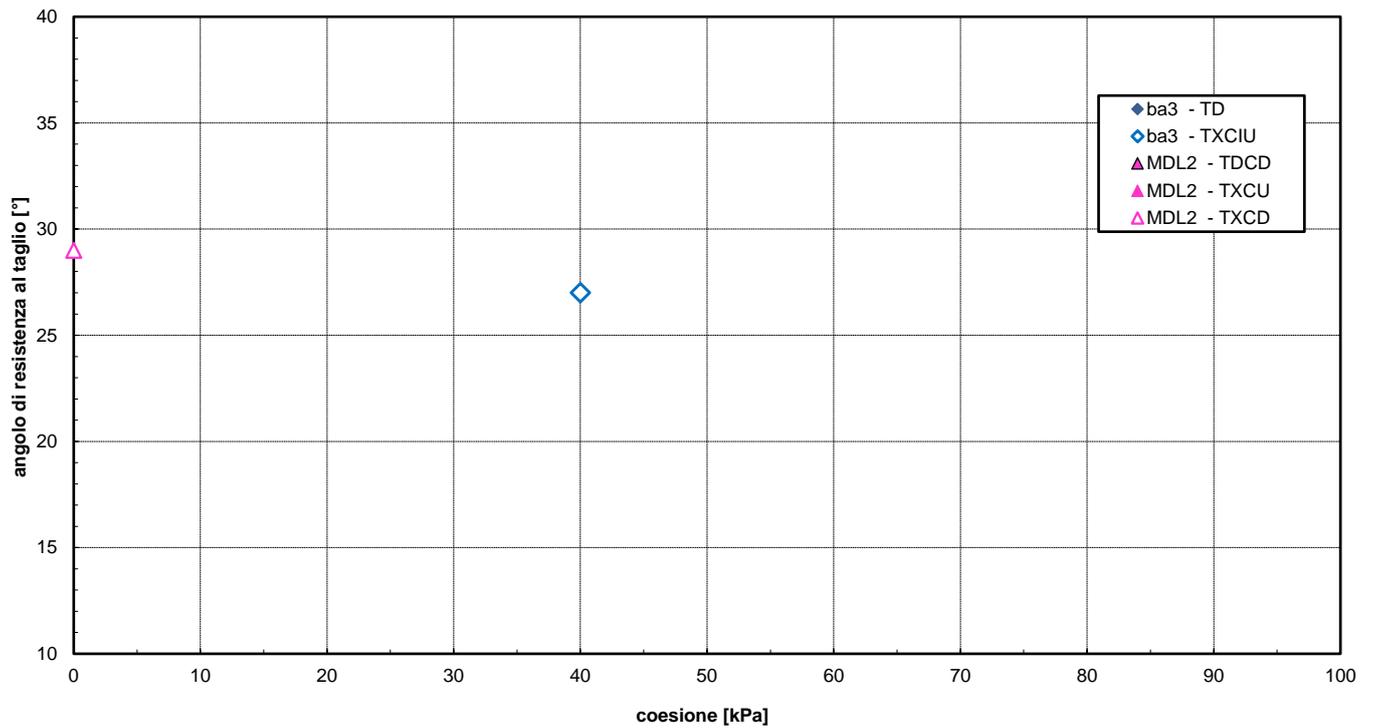


Fig. 117 – Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio

## 7.4 Viadotto VI04

L'opera in esame è costituita da due spalle ed una pila ed è ubicata tra le progressive km 19+741.05 e km 19+775.55. In corrispondenza dell'opera sono state eseguite le seguenti indagini.

Sondaggio	Anno	Profondità	SPT n.	Lefranc n.	Lugeon n.	Dilatometrica n.	Pressiometrica n.	CR n.	CI n.	CL n.	Piezometro	Inclinometro	DH
		[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	TA/CC	[m]	[m]
IF15V06	2017	40	10					2	3	-	TA	-	-

Il sondaggio ha evidenziato la presenza di terreno vegetale (unità Rv) per circa 1.0 m e successivamente depositi alluvionali (attuali e recenti) ghiaiosi (unità ba1) per uno spessore di 5.5 m circa. A seguire è stato intercettato il tufo grigio (unità TCG2) con spessore di circa 10.0 m ed infine è stata rilevata l'unità di Maddaloni fino alla massima profondità investigata (40.0 m), costituita prevalentemente da argille (unità MLD3) con strati di 2-3 m di sabbie limose (unità MDL2).

Il livello della falda massimo rilevato in corrispondenza del piezometro installato nel foro del sondaggio è a quota +34.5 m s.l.m..

Nei grafici a seguire sono illustrate le elaborazioni dei risultati delle prove in sito e di laboratorio.

Tab. 30 – VI04 – Parametri geotecnici

Unità geotecnica	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Nspt [-]	Dr [%]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	cu [kPa]	Vs [m/s]	E <sub>0</sub> [MPa]
ba1 (*)	19.0	-	-	36	0	-	-	200
TGC2	18.5	44÷59	60÷80	35÷38	0	-	200÷300	200÷400
MDL2	20.0	30÷R	50÷70	33÷35	0	-	250÷350	300÷650
MDL3	20.0	40÷R	-	24	20	68+6.6·z per z<35m 350 per z>35 m	-	370÷900

Dove:

$\gamma$  = peso di volume naturale

Nspt = n. di colpi da prova SPT

$\phi'$  = angolo di resistenza al taglio

$c'$  = coesione drenata

cu = resistenza al taglio in condizioni non drenate

Vs = velocità delle onde di taglio

E<sub>0</sub> = modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

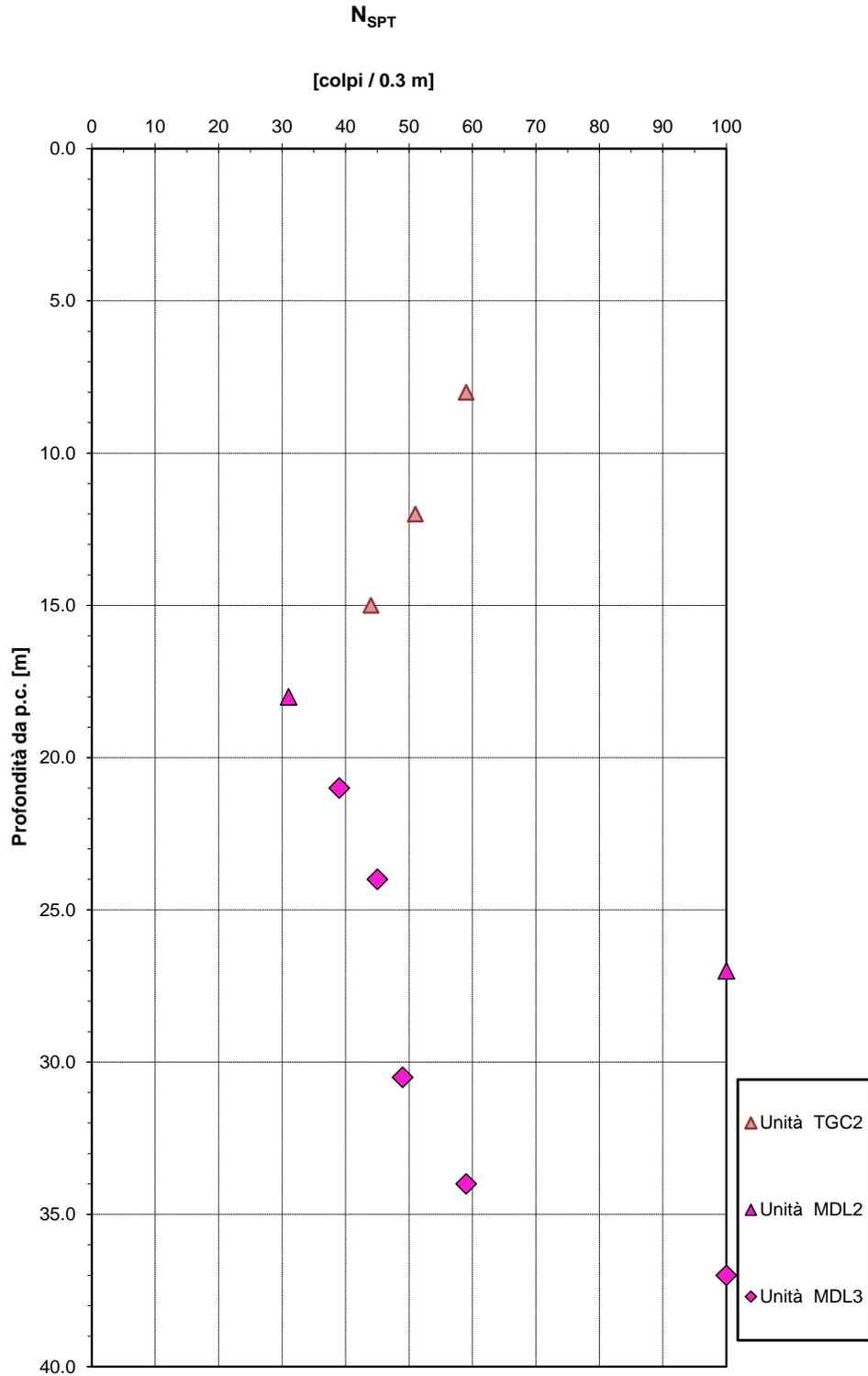


Fig. 118 - Valori di  $N_{SPT}$

Densità relativa da prove SPT

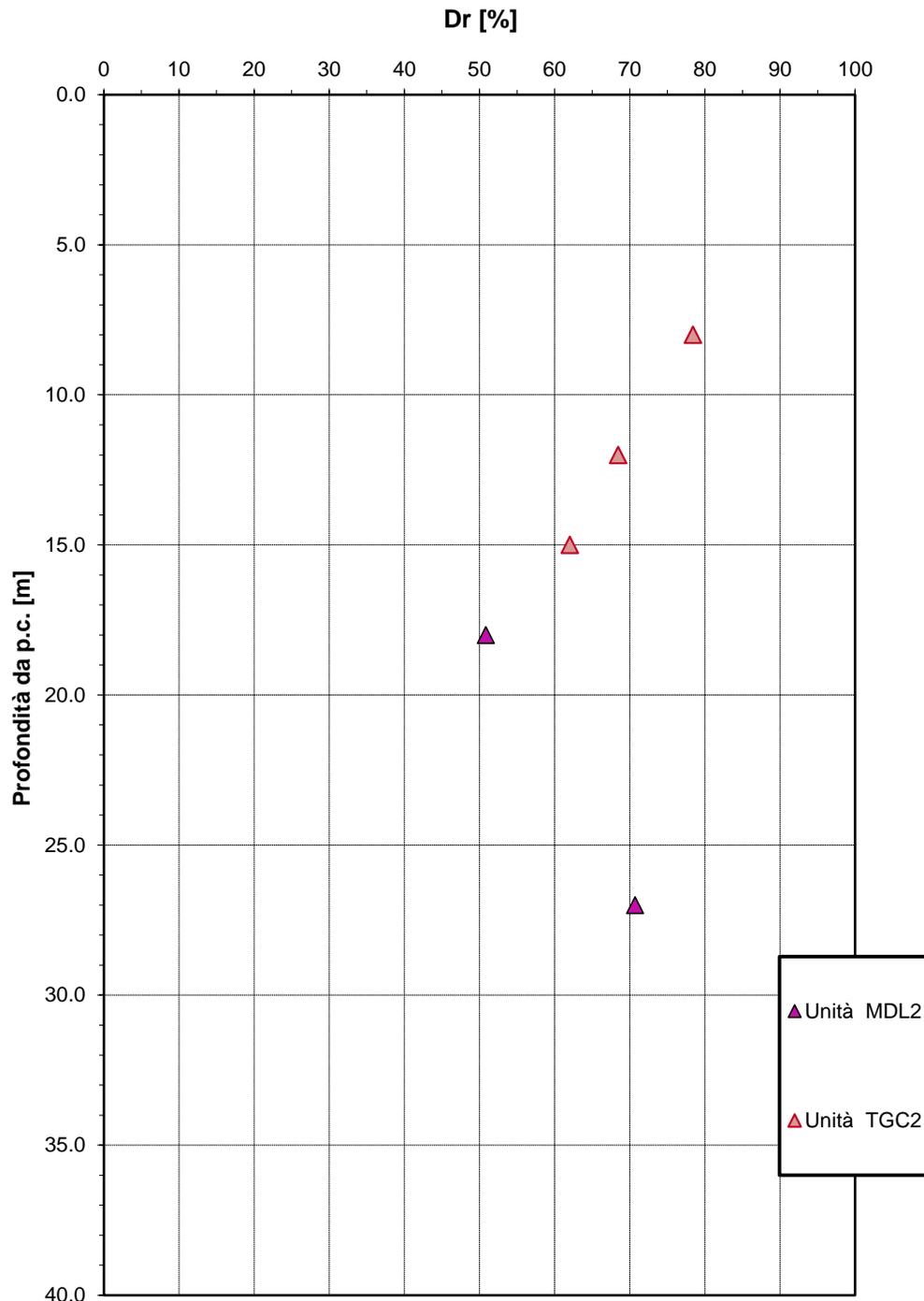


Fig. 119 – Densità relativa da prove SPT

**Angolo di resistenza al taglio da prove SPT**

angolo di resistenza al taglio [gradi]

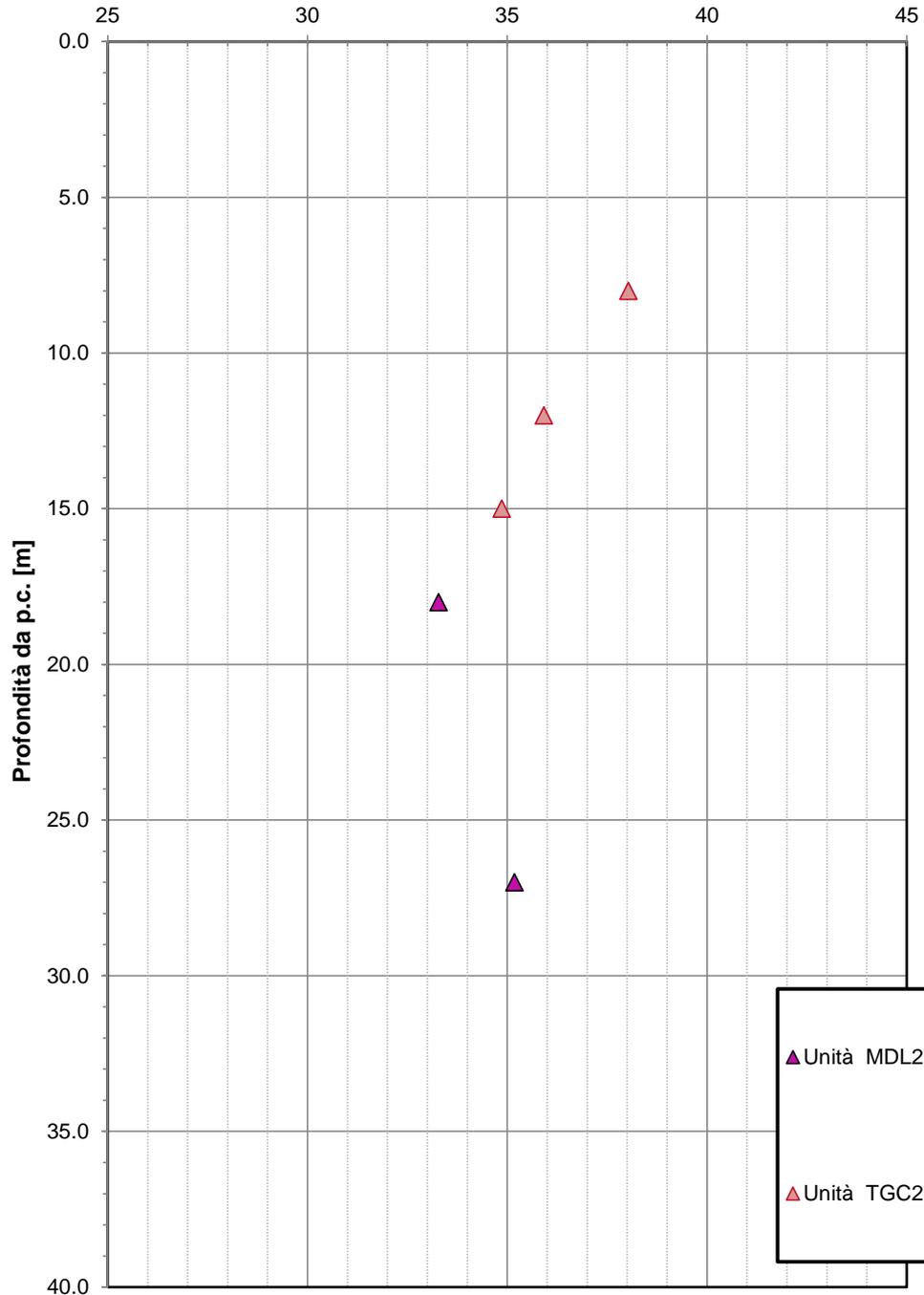


Fig. 120 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

**Correlazione  $N_{SPT}-\phi'$ , De Mello (1971)**

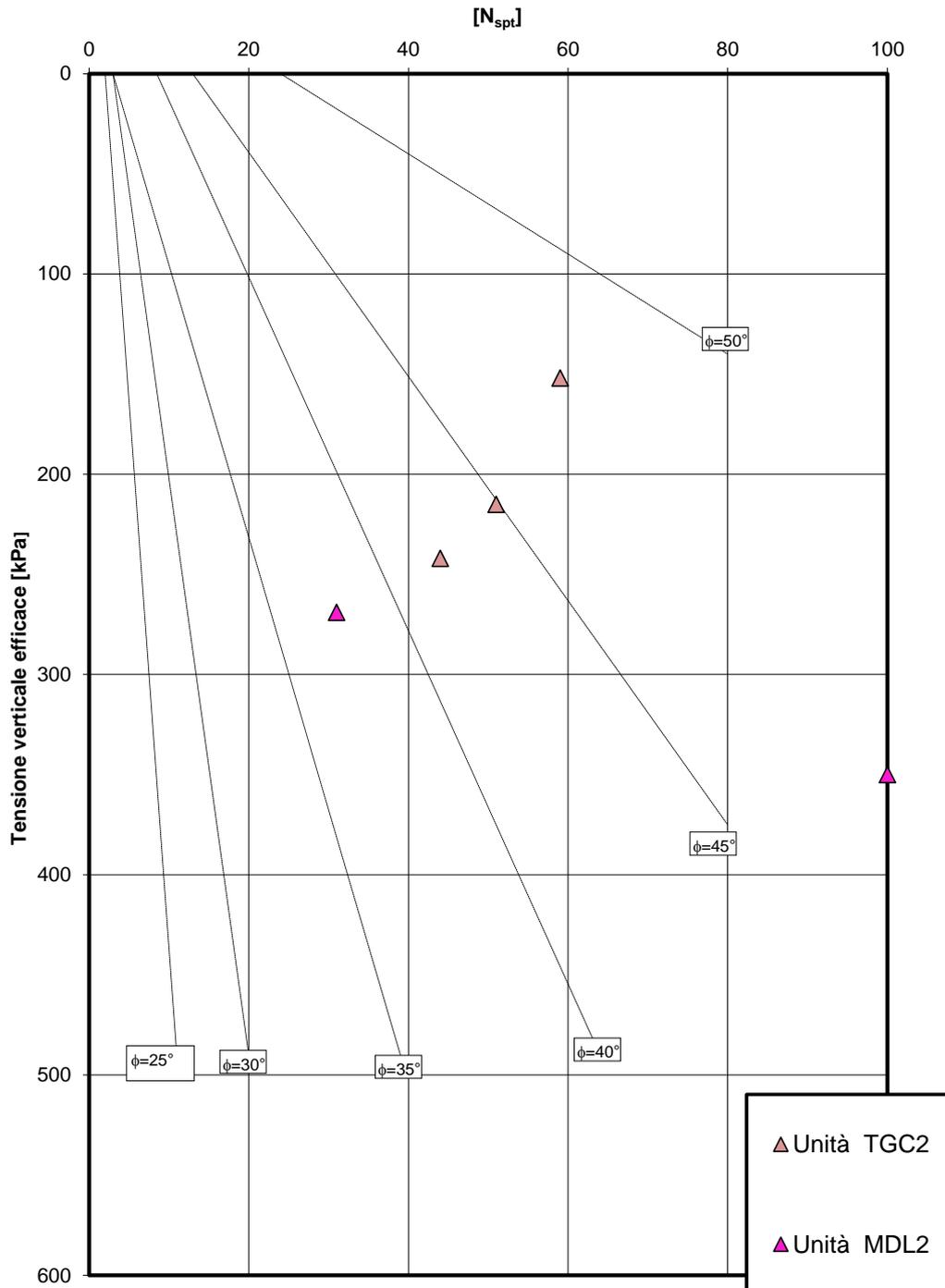


Fig. 121 - Correlazione  $N_{SPT}$  e  $\phi'$  (De Mello, 1971)

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

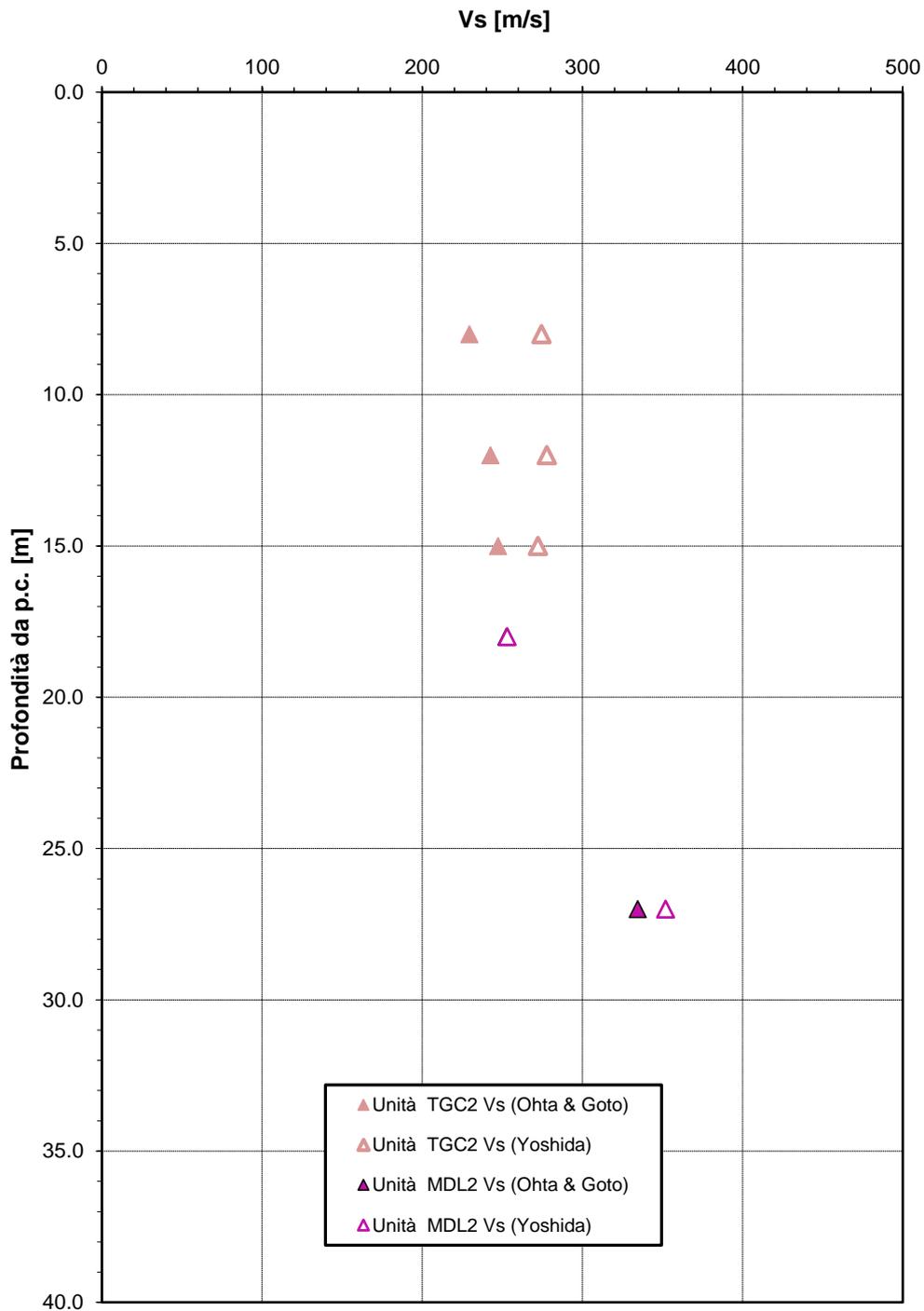


Fig. 122 – Velocità delle onde di taglio da prove SPT

**Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche**

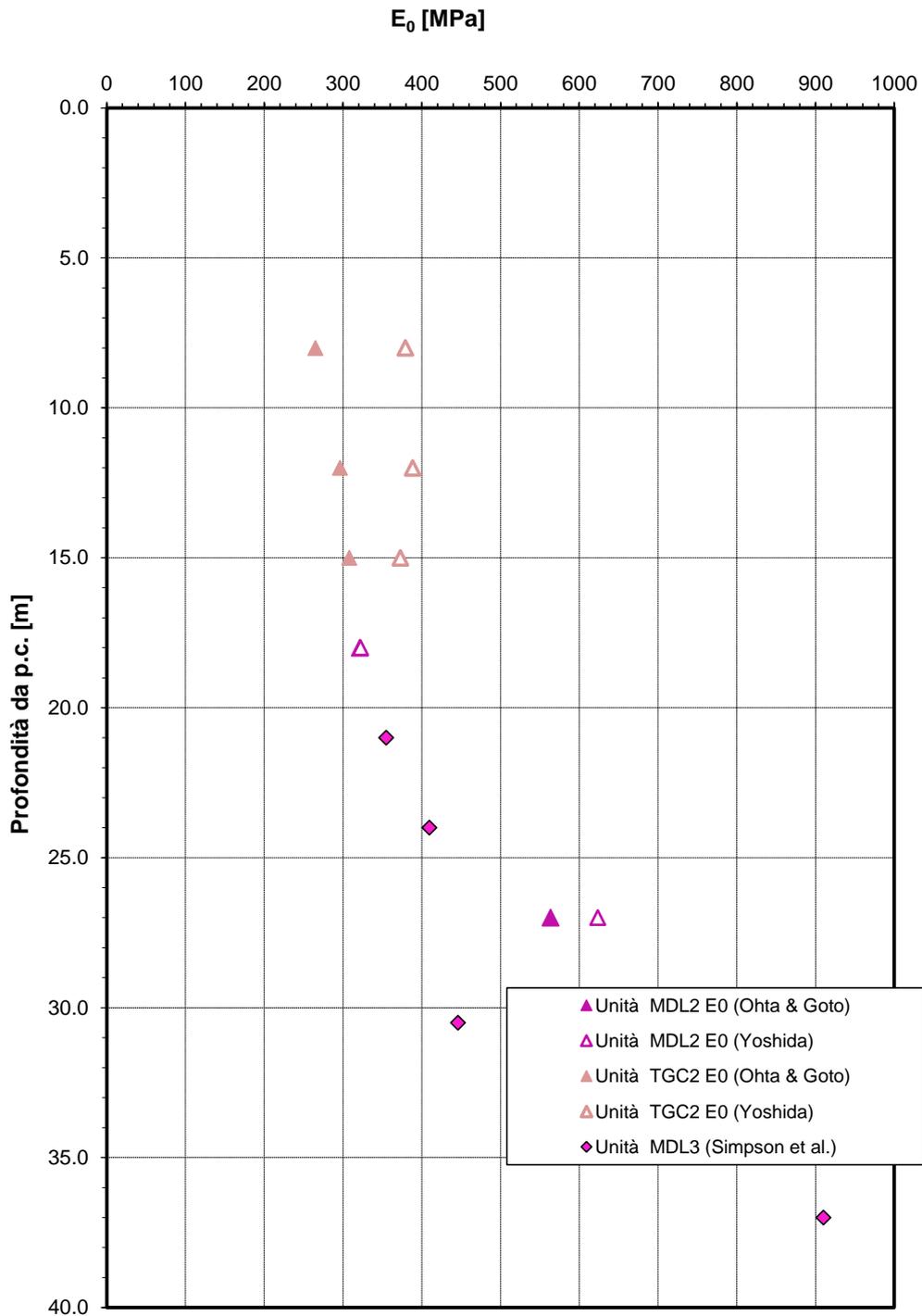


Fig. 123 – Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT

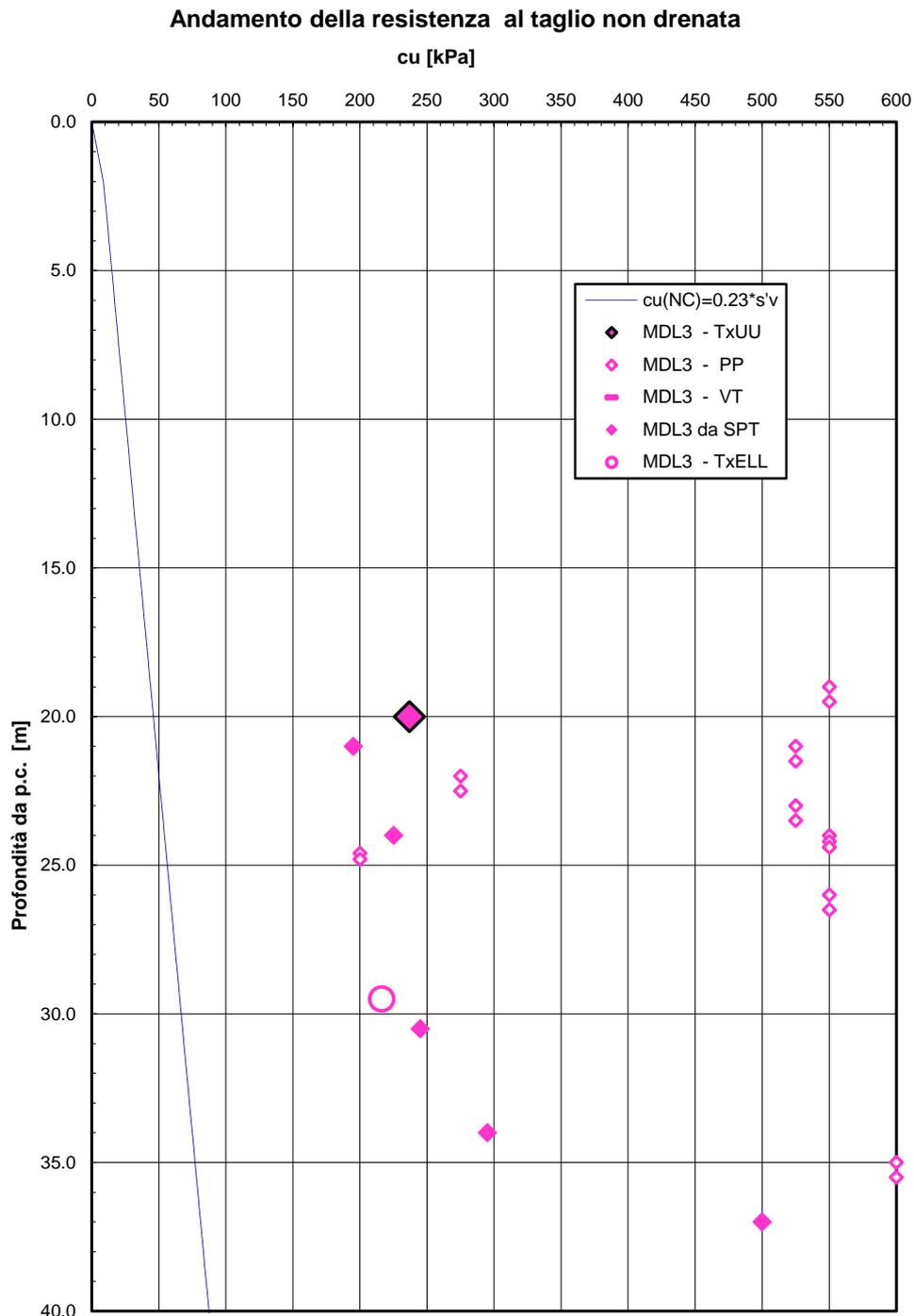
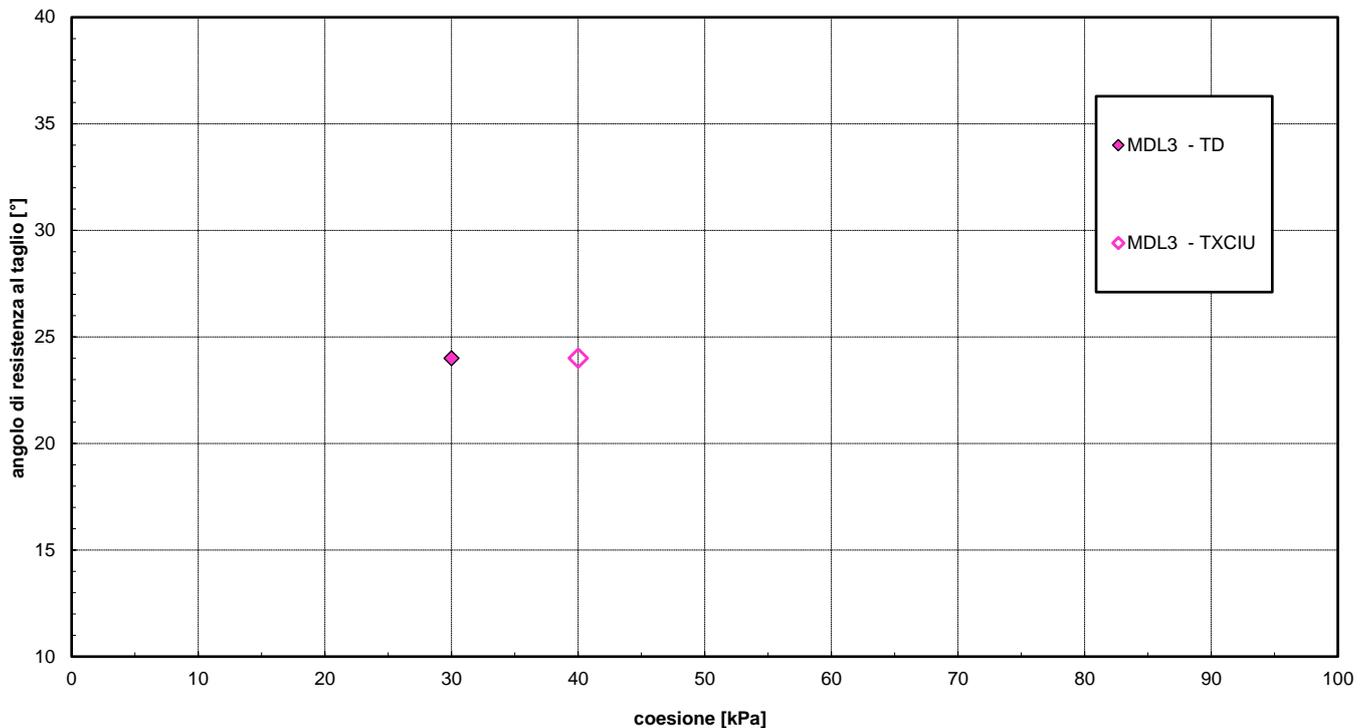


Fig. 124 – Andamento della resistenza al taglio non drenata

*Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio*



## 7.5 Viadotto VI05

In corrispondenza dell'opera sono state eseguite le seguenti indagini.

Sondaggio	Anno	Profondità [m]	SPT n. [-]	Lefranc n. [-]	Lugeon n. [-]	Dilatometrica n. [-]	Pressiometrica n. [-]	CR n. [-]	CI n. [-]	CL n. [-]	Piezometro TA/CC	Inclinometro [m]	DH [m]
PNIF32V02	2007	25	4	2	-	-	-	2	2	-	TA	-	-
S17	1985	30	8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S125	1985	31	8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S126	1985	25	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
D6bis	2015	30	6	1	-	-	-	8	2	-	-	-	30
IF15V07	2017	40	9	2	-	-	-	2	3	-	TA	-	-

Le indagini hanno intercettato depositi alluvionali (attuali e recenti) prevalentemente incoerenti con spessori che vanno da 5 m ad un massimo di 15 m (unità geotecniche ba1, ba2), poi l'unità di Maddaloni fino alla massima profondità investigata (40 m) in cui si alternano strati coesivi a strati sabbiosi e/ o ghiaioso sabbiosi. In approccio alle spalle del viadotto, i terreni di copertura sono costituiti, per la spalla A, dalle ceneri sabbiose piroclastiche (unità TGC2) con spessore fino a 9 m circa e per la spalla B, dai

depositi alluvionali antichi argilloso limosi (unità bc3) e sabbiosi (unità bc2) con spessore fino a 7 m circa.

Il livello della falda massimo rilevato in corrispondenza dell'opera è a quota +34.6 m s.l.m. (PNIF32V02).

Nei grafici a seguire sono illustrate le elaborazioni dei risultati delle prove in sito e di laboratorio.

Tab. 31 – VI05 – Parametri geotecnici

Unità geotecnica	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Nspt [-]	Dr [%]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	cu [kPa]	Vs [m/s]	E <sub>0</sub> [MPa]
b2 (*)	19.0	-	-	23÷25	0÷5	75÷100	-	160
ba1	19.0	44÷R (80)	70÷90	38÷41	0	-	250÷350	300÷700
ba2	19.0	25÷R	55÷70	35÷38	0	-	200÷280	200÷400
bc3	19.0	-	-	26	0÷10	70÷130 (100)	130÷200	85÷200
bc2	19.0	7÷27	25÷55	33÷36	0	-	145÷200	100÷200
TGC2	18.5	16÷50 (33)	40÷80	33÷36	0	-	200÷250	200÷300
MDL1	20.0	62÷83 (73)	70÷90	38÷42	0	-	250÷400	400÷800
MDL2	20.0	R	70÷80	34÷36	0	-	300÷400	500÷800
MDL3	20.0	20÷99	-	27	20	160÷250, z <30m 250÷400, z >30m	300÷450	500÷1000

Dove:

$\gamma$  = peso di volume naturale

Nspt = n. di colpi da prova SPT

$\phi'$  = angolo di resistenza al taglio

$c'$  = coesione drenata

cu = resistenza al taglio in condizioni non drenate

Vs = velocità delle onde di taglio

E<sub>0</sub> = modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Tra parentesi sono indicati i valori medi.

(\*) = caratterizzazione geotecnica da sub lotto

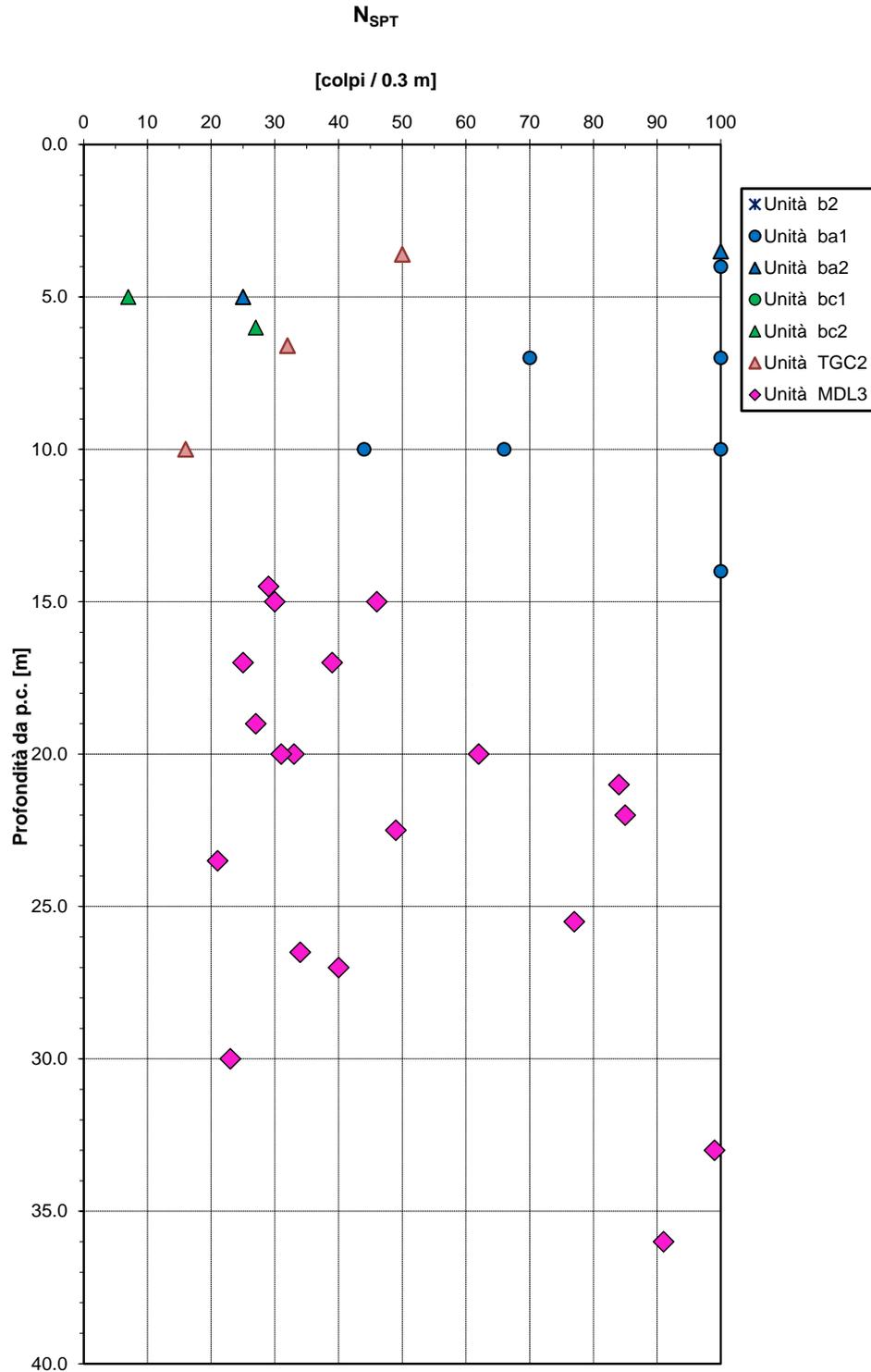


Fig. 125 – Valori di  $N_{SPT}$

Densità relativa da prove SPT

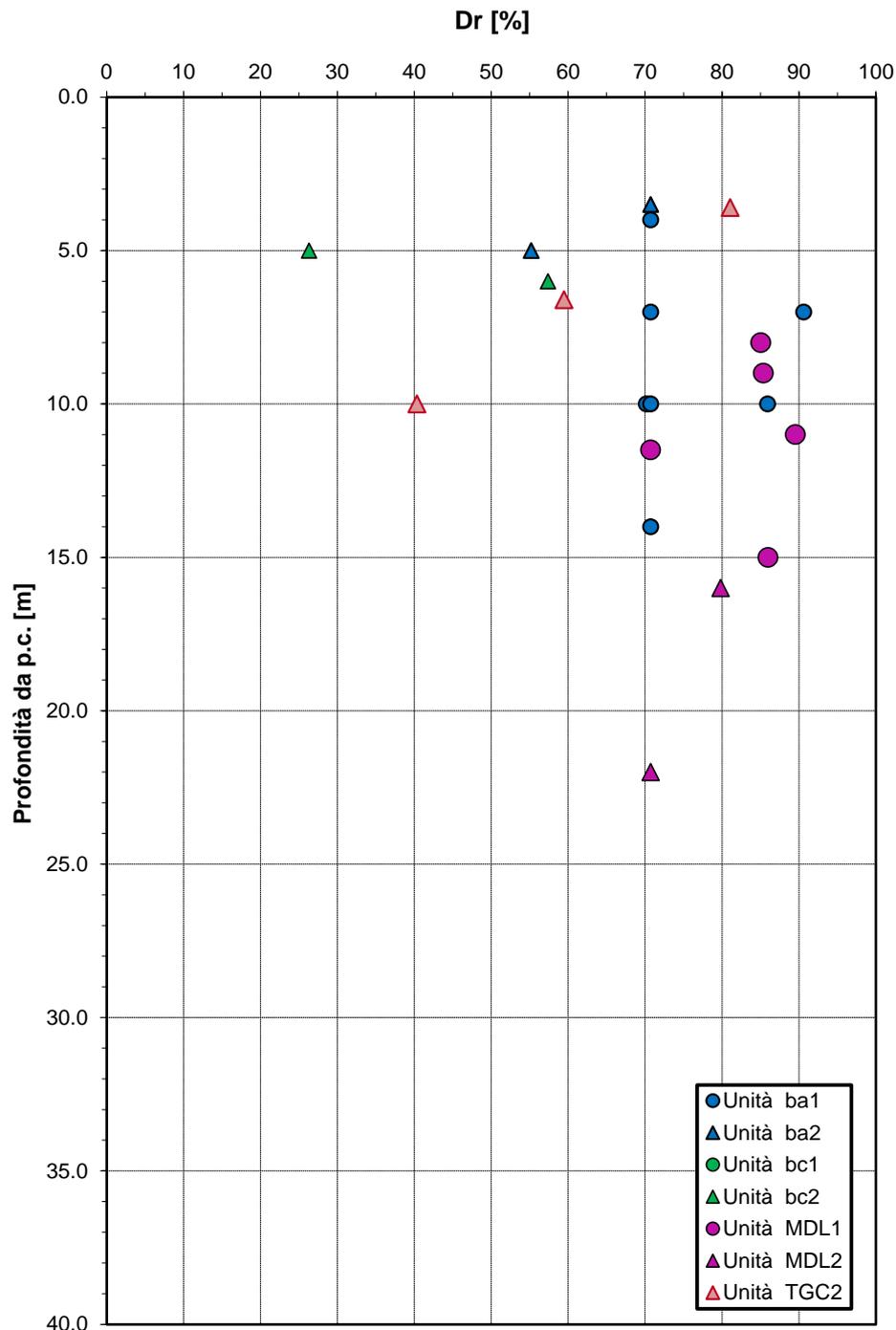


Fig. 126 – Densità relativa da prove SPT

**Angolo di resistenza al taglio da prove SPT**

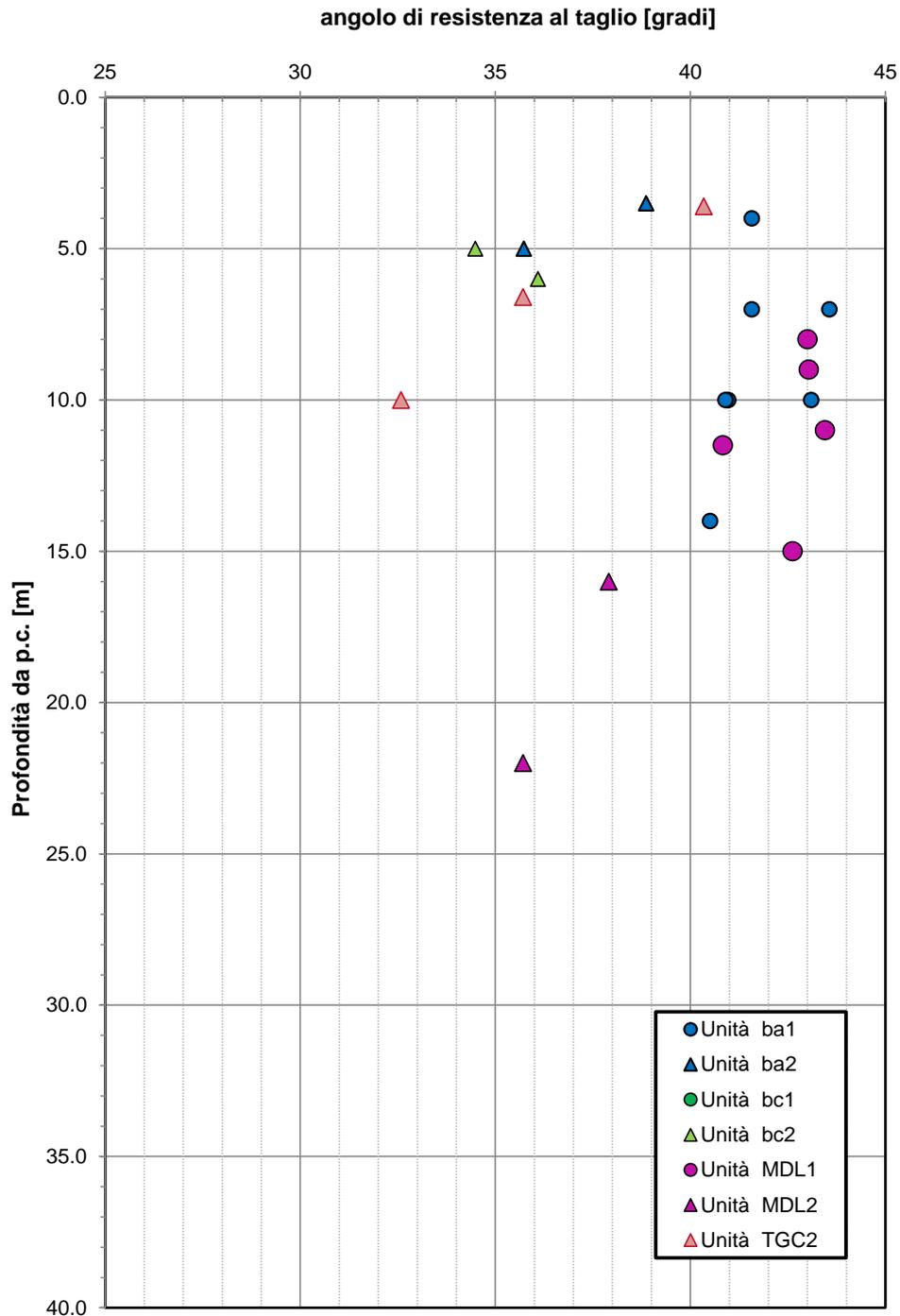


Fig. 127 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

**Correlazione  $N_{SPT}-\phi'$ , De Mello (1971)**

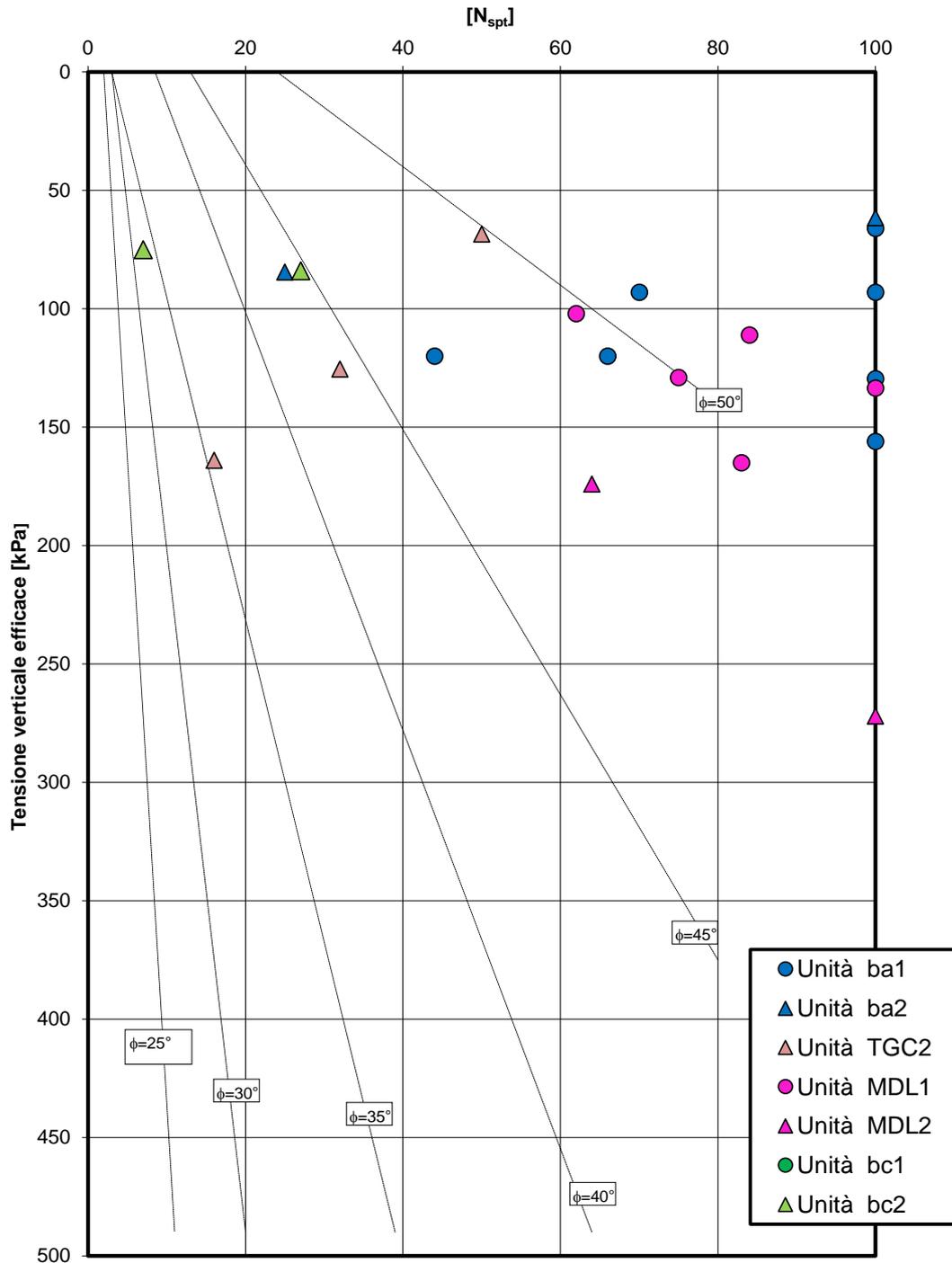


Fig. 128 - Correlazione  $N_{SPT}$  e  $\phi'$  (De Mello, 1971)

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

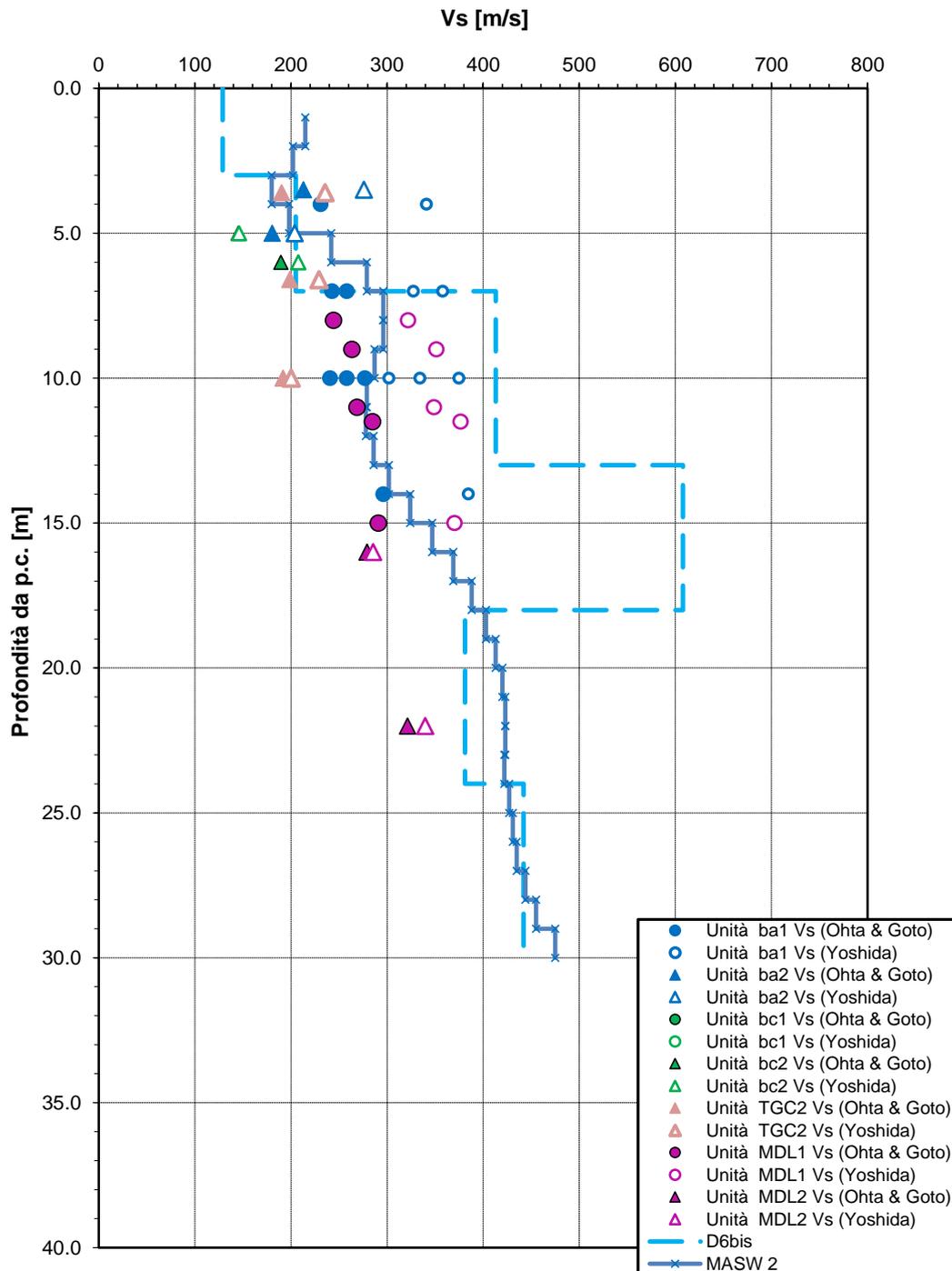


Fig. 129 – Velocità delle onde di taglio da prove SPT

Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche

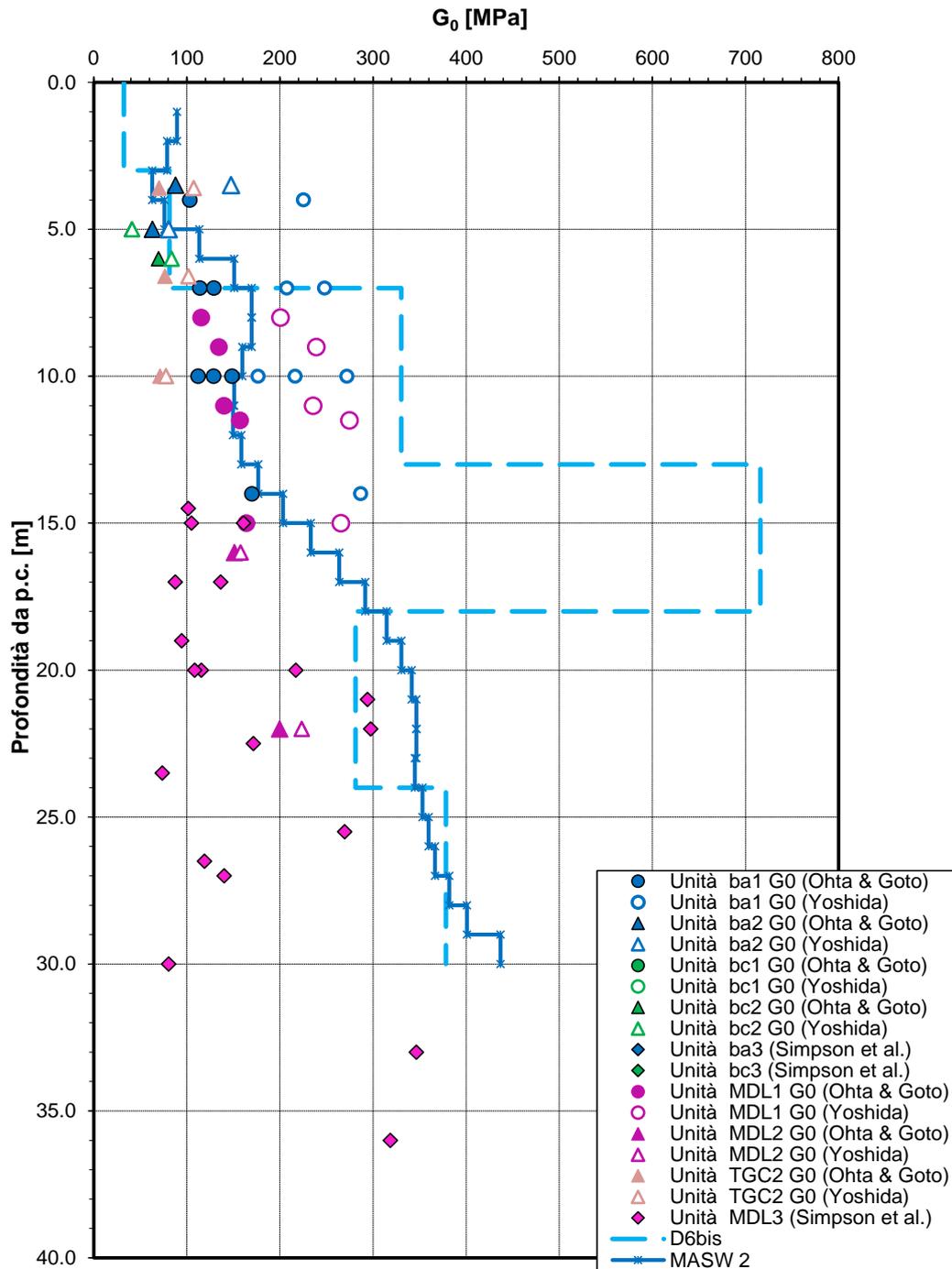


Fig. 130 – Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

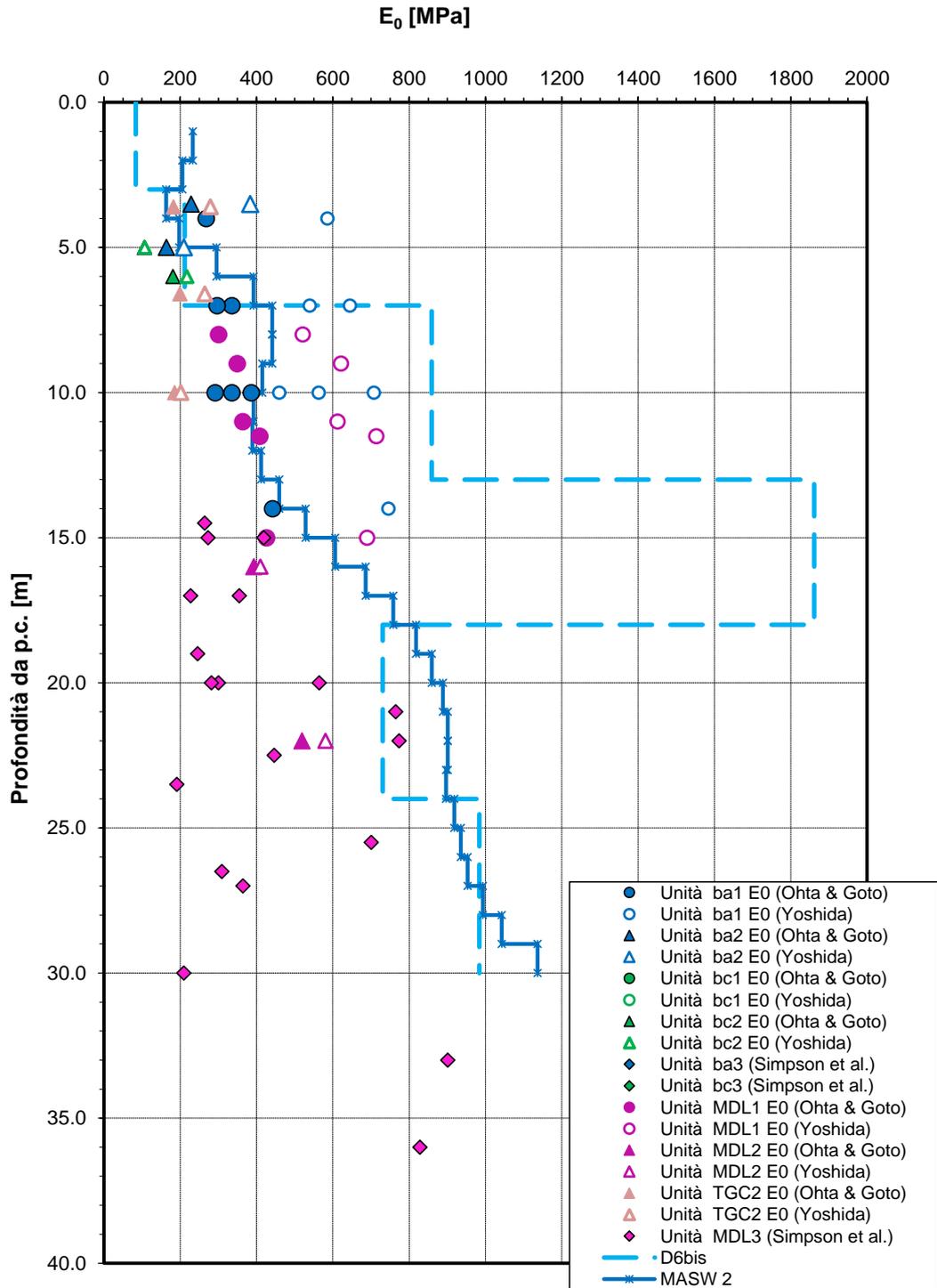


Fig. 131 – Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT

Andamento della resistenza al taglio non drenata

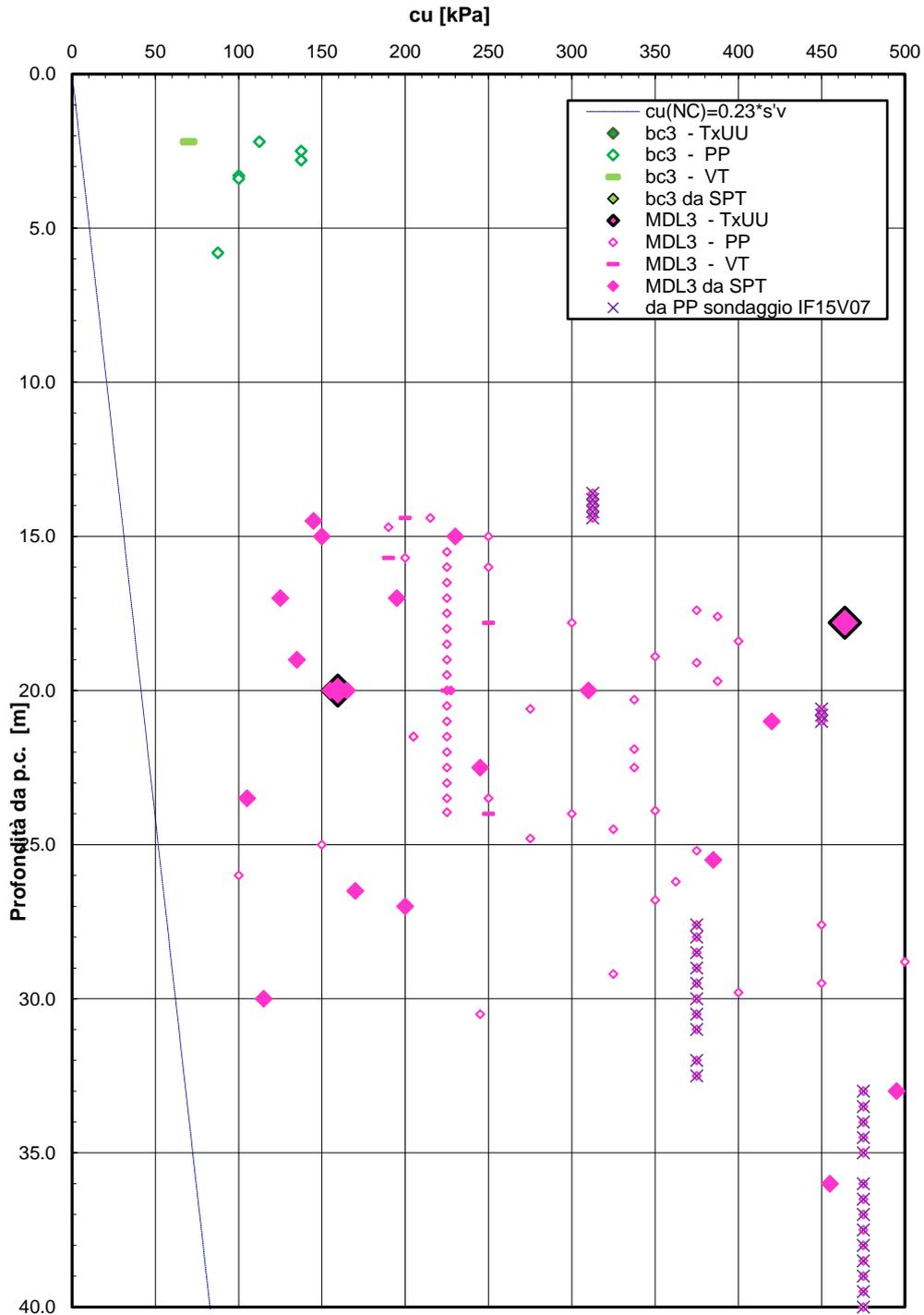


Fig. 132 – Andamento dalla resistenza a taglio non drenata

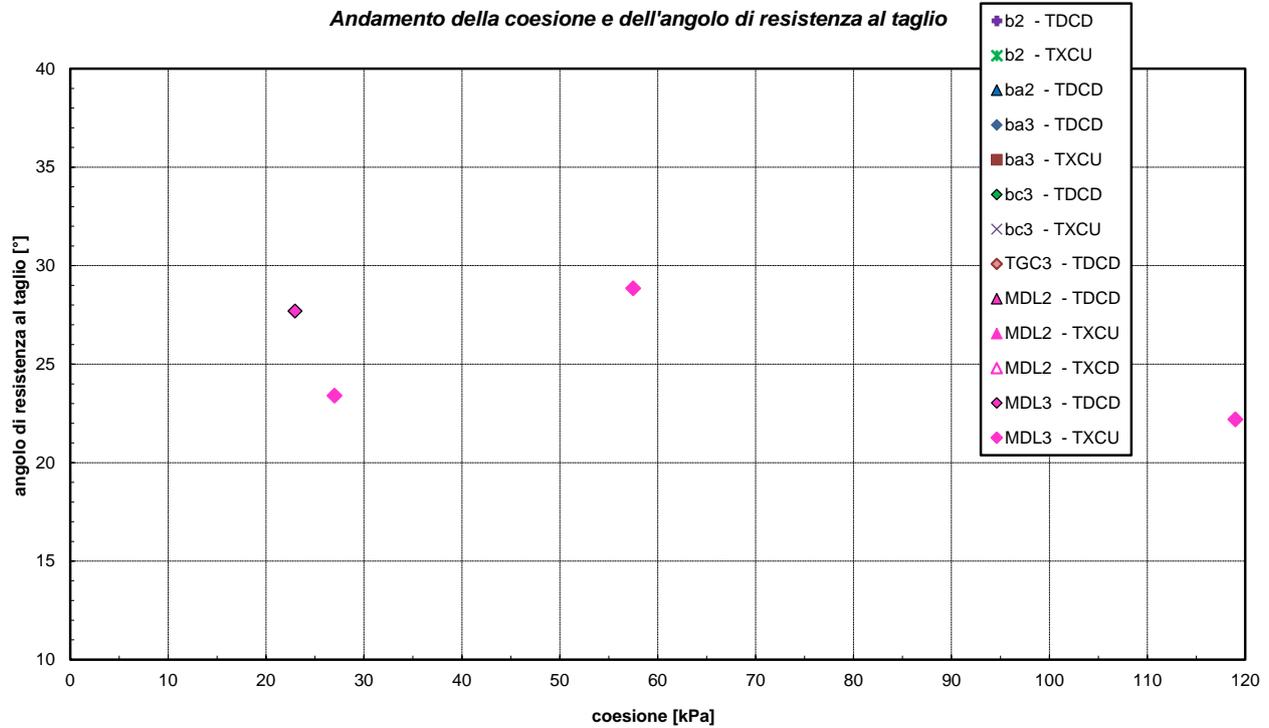


Fig. 133 – Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio

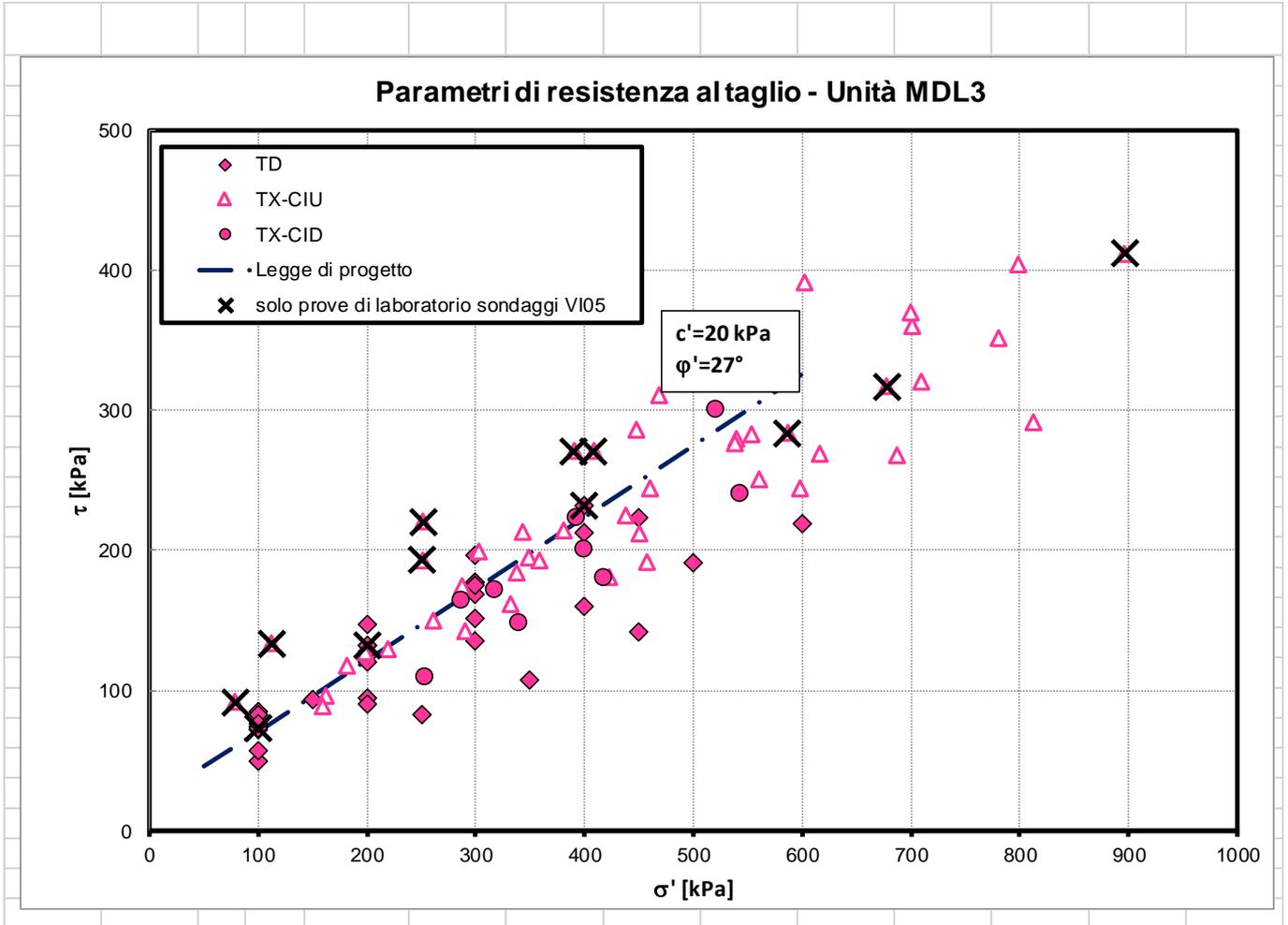


Fig. 134 – Parametri di resistenza al taglio – Unità MDL3

Nella figura sono riportati tutti i dati di laboratorio disponibili ad oggi per l'unità MDL3 e con asterisco nero sono rimarcati i soli campioni prelevati nei sondaggi del VI05.

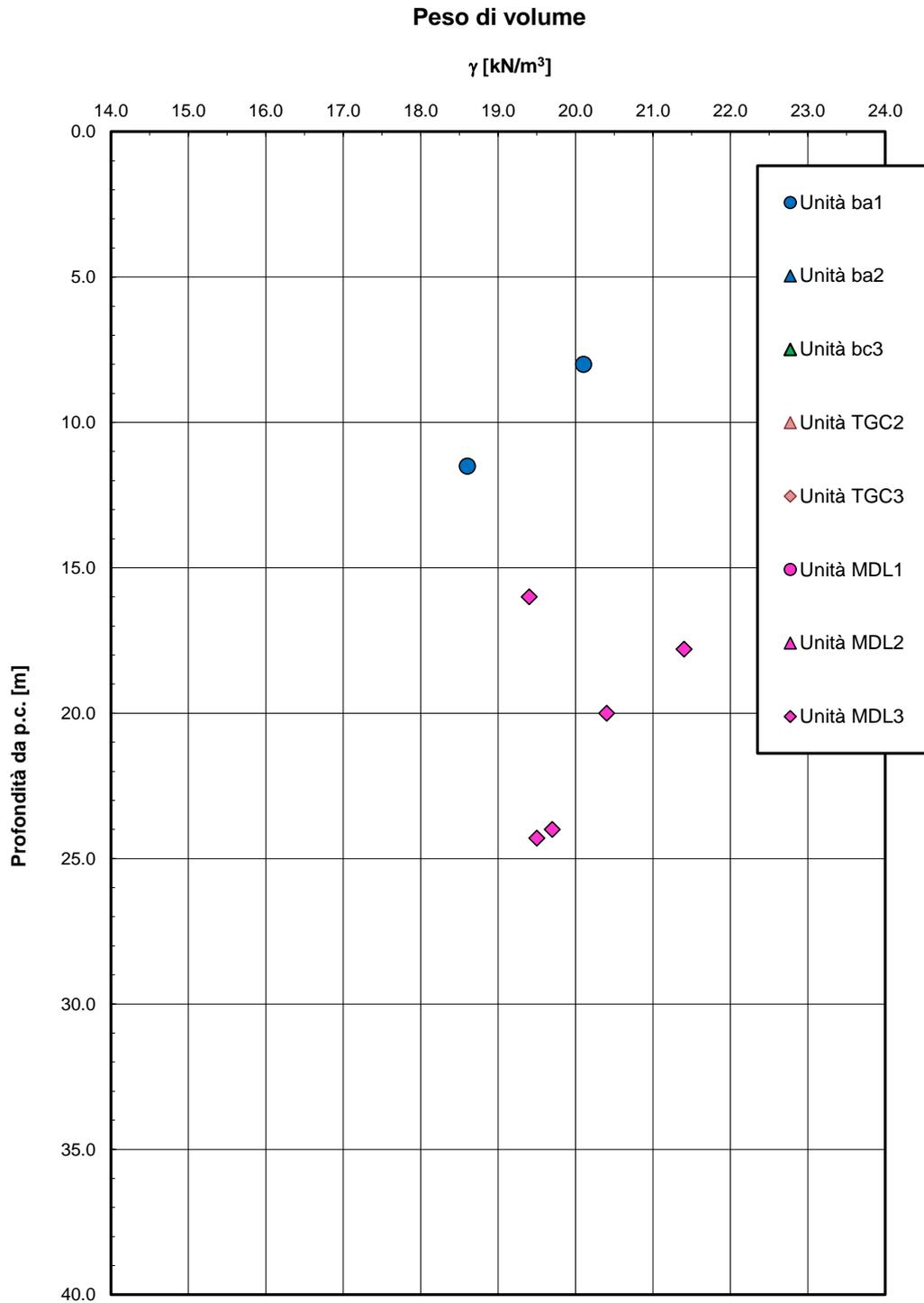


Fig. 135 – Peso di volume naturale

## 7.6 Viadotto VI06

L'opera in è costituita da due spalle ed è ubicata tra le progressive km 22+142.55 e km 22+164.55.

Nelle vicinanze dell'opera sono state eseguite le seguenti indagini e la sismica Area D8.

Sondaggio	Anno	Profondità	SPT n.	Lefranc n.	Lugeon n.	Dilatometrica n.	Pressiometrica n.	CR n.	CI n.	CL n.	Piezometro	Inclinometro	DH
		[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	TA/CC	[m]	[m]
D8	2015	30	7	1	-	-	-	9	-	-	TA	-	-

Il sondaggio ha evidenziato la presenza di depositi alluvionali antichi fino a circa 6.0 m da p.c., in facies coesiva (unità bc3) per i primi 4.0 m circa e successivamente ghiaiosa (bc1). A seguire è stata intercettata l'unità di Maddaloni fino alla massima profondità investigata (30.0 m), in cui si ha predominanza della facies sabbiosa (unità MDL2) con un livelletto metrico ghiaioso a fine sondaggio che cautelativamente verrà trascurato. Oltre i 30 m dalle indagini vicine (IF15P08) si ha argillosa limosa (unità MDL3).

Il livello della falda massimo rilevato in corrispondenza del piezometro installato nel foro del sondaggio è a quota +38 m s.l.m..

Nei grafici a seguire sono illustrate le elaborazioni dei risultati delle prove in sito e di laboratorio.

Tab. 32 – VI06 – Parametri geotecnici

Unità geotecnica	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Nspt [-]	Dr [%]	$\phi'$ [°]	c' [kPa]	cu [kPa]	Vs [m/s]	E <sub>0</sub> [MPa]
bc3	19.5	-	-	26 (*)	5÷10 (*)	50÷170 (*)	130÷180	85÷160
bc1	19.5	43	40	36÷41	0	-	200÷220	200÷250
MDL2	20.0	25÷75 (40)	50÷80	33÷35	0	-	200÷600	200÷1800
MDL3 (*)	20.0	-	-	23÷27 (*)	10÷20(*)	300 per z<35m (+) 350 per z>35m	-	400÷450 (+)

Dove:

$\gamma$  = peso di volume naturale

Nspt = n. di colpi da prova SPT

$\phi'$  = angolo di resistenza al taglio

c' = coesione drenata

cu = resistenza al taglio in condizioni non drenate

Vs = velocità delle onde di taglio

E<sub>0</sub> = modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

(tra parentesi) = valore medio

(\*) = caratterizzazione geotecnica da sub lotto

(+) = dai sondaggi IF15V07, S17, S126.

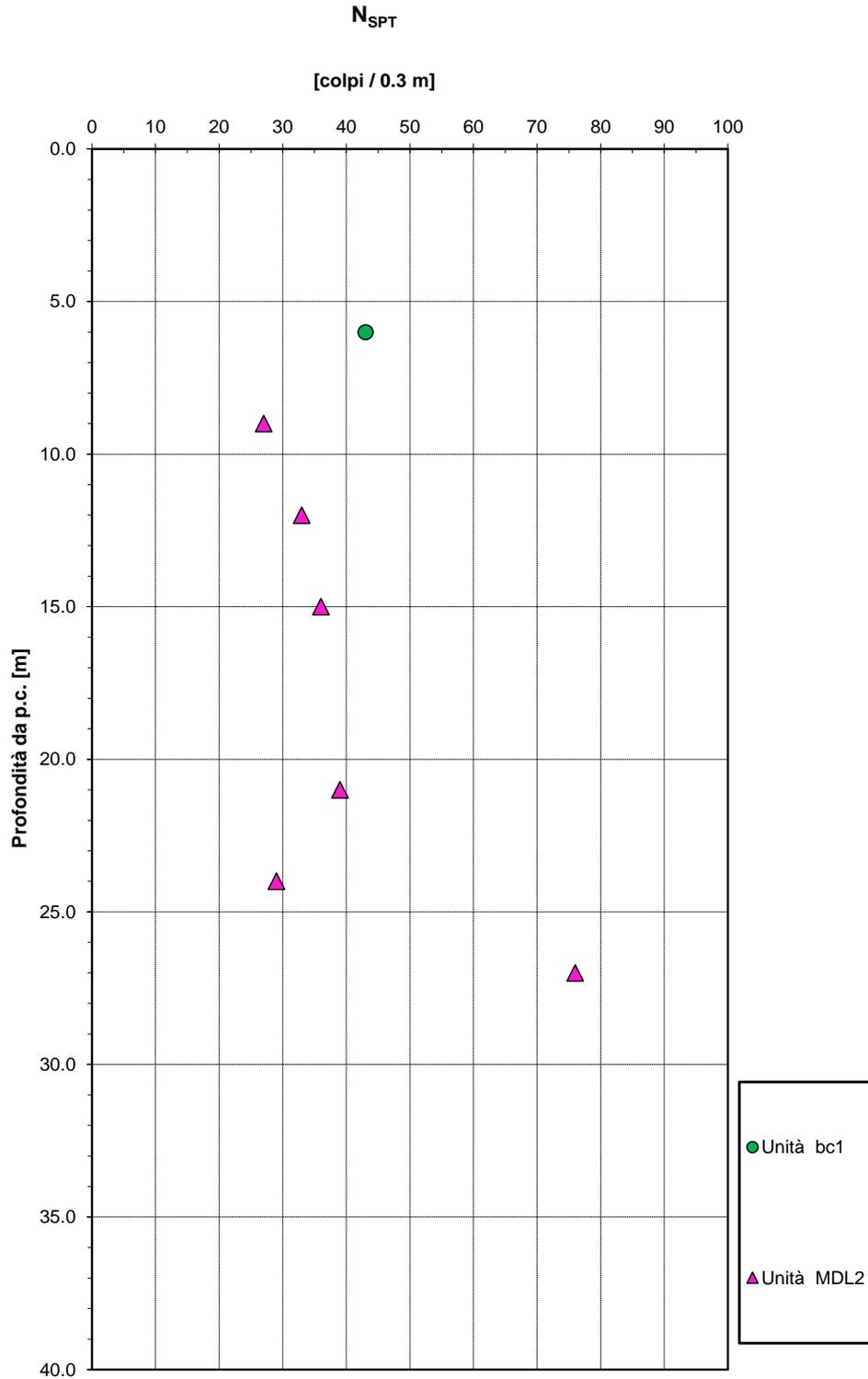


Fig. 136 - Valori di  $N_{SPT}$

### Densità relativa da prove SPT

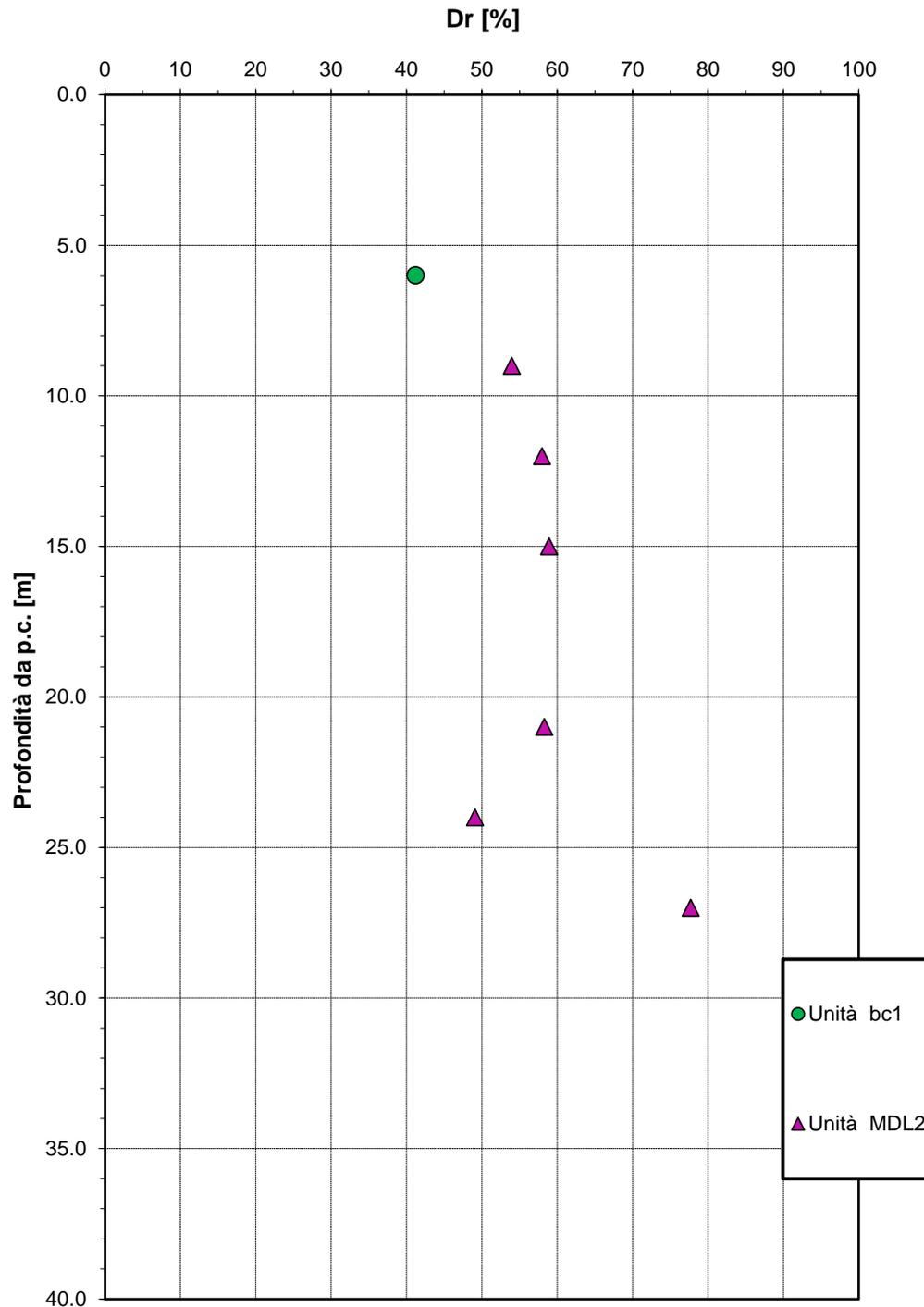


Fig. 137 - Densità relativa da prove SPT

### Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

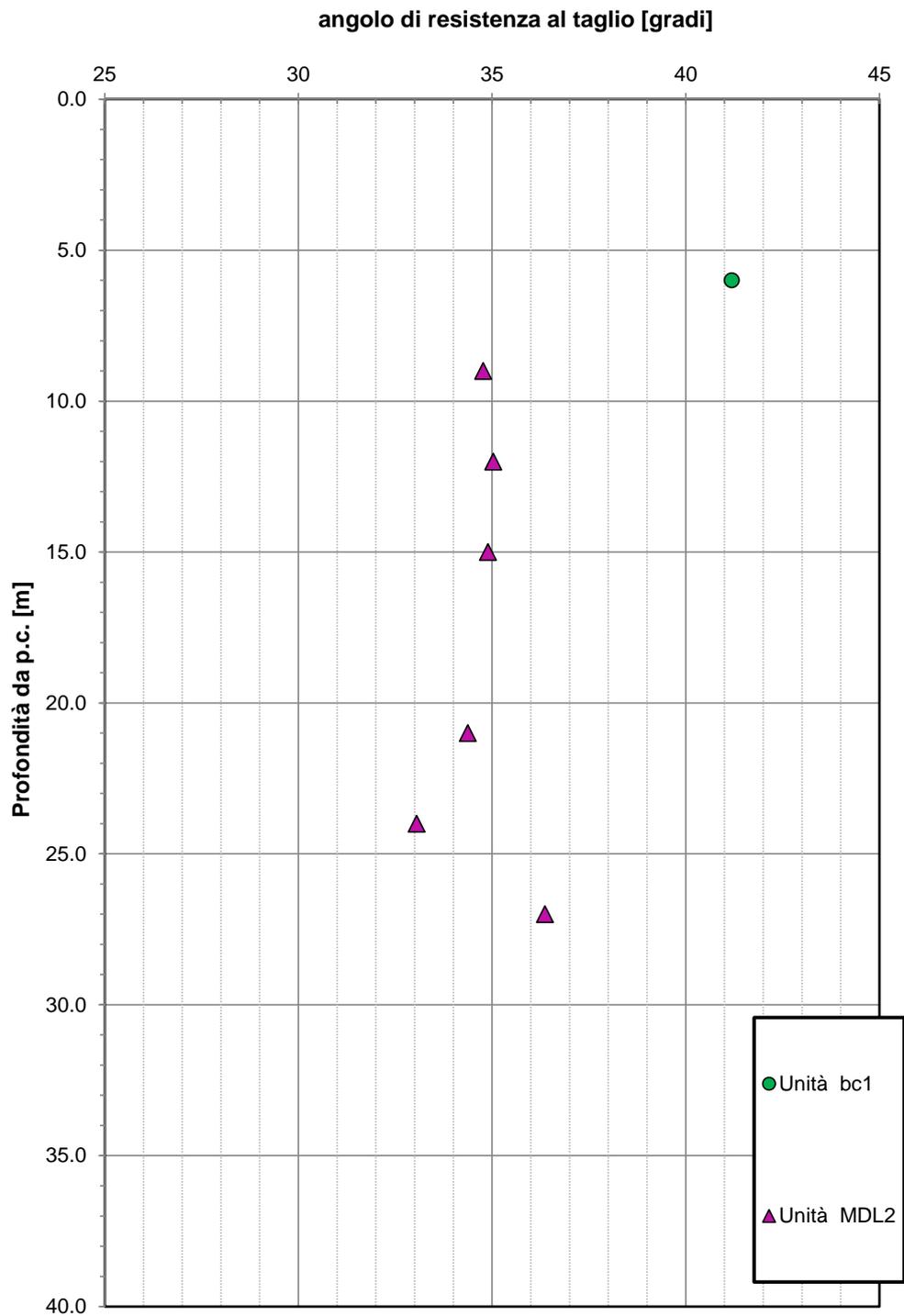


Fig. 138 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

**Correlazione  $N_{SPT}-\phi'$ , De Mello (1971)**

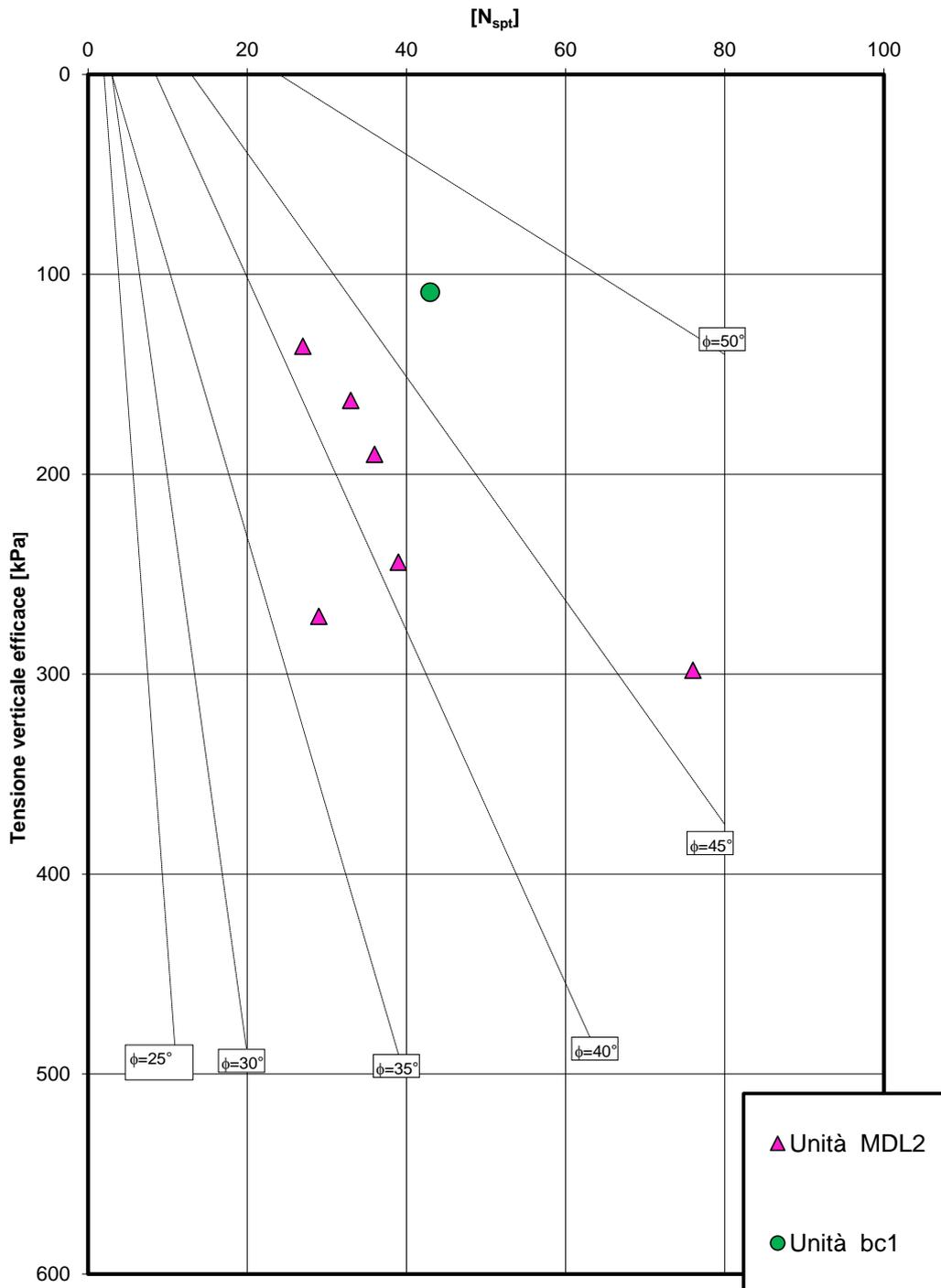


Fig. 139 - Correlazione  $N_{SPT}$  e  $\phi'$  (De Mello, 1971)

**Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche**

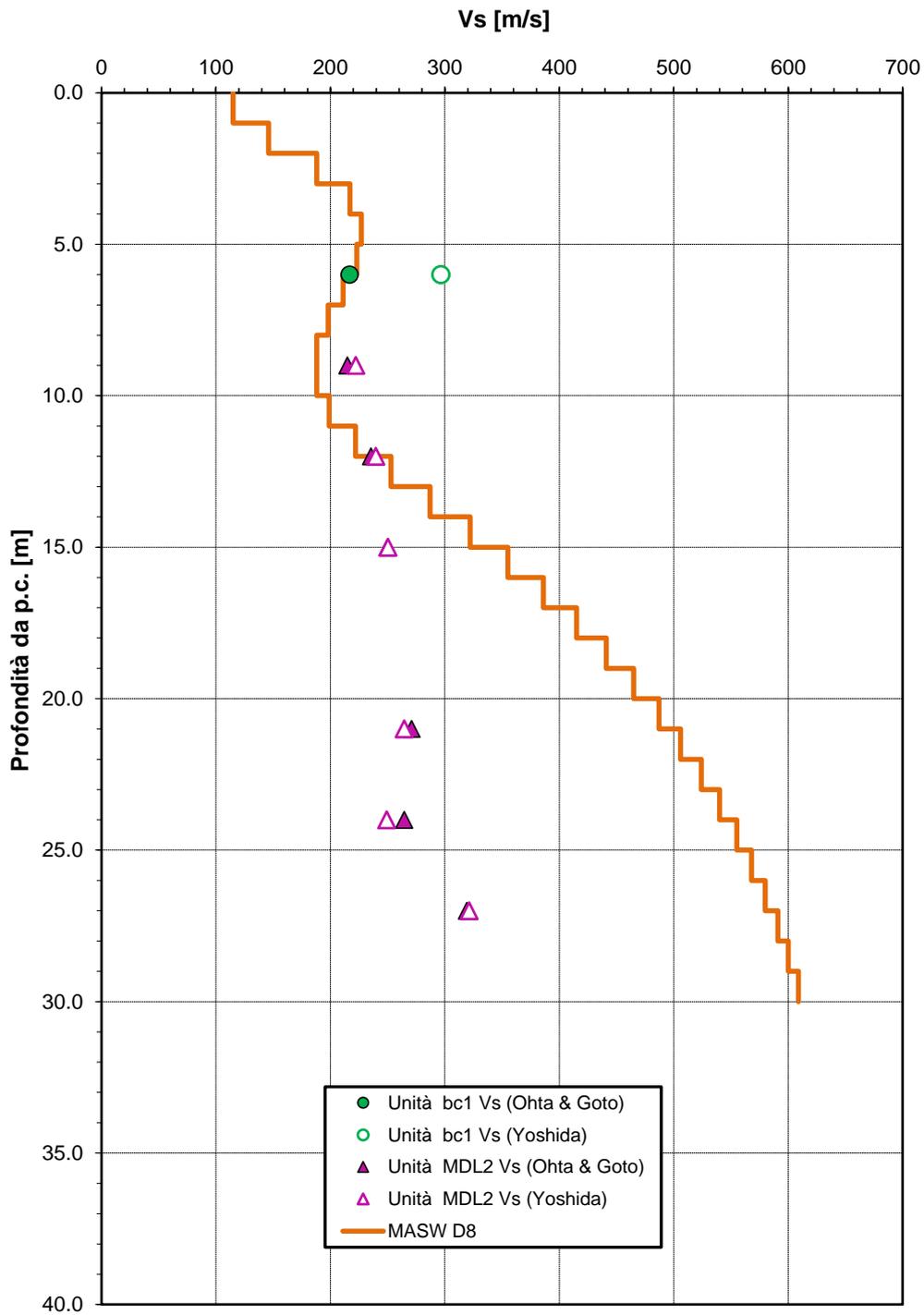


Fig. 140 – Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

**Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche**

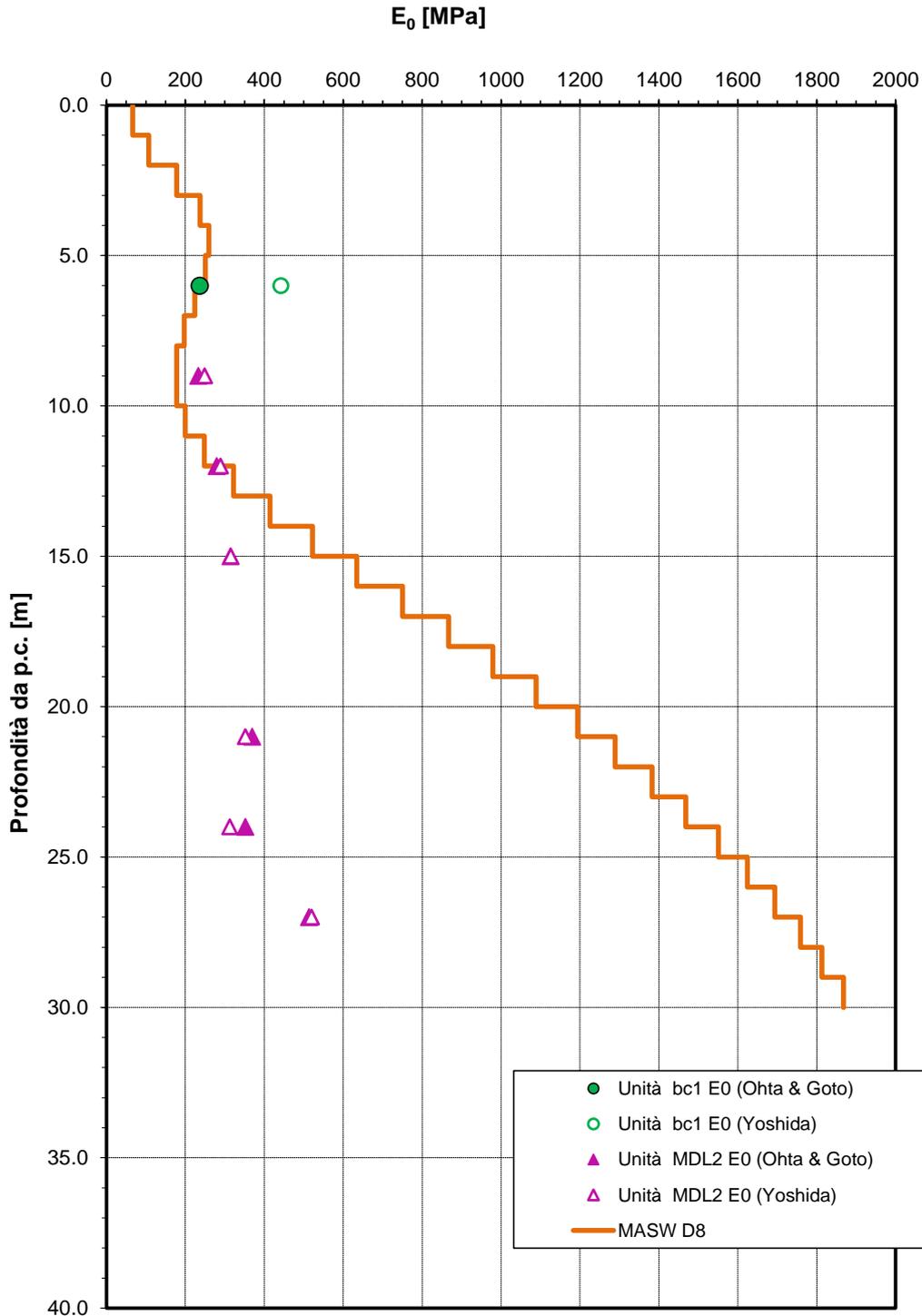


Fig. 141 – Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

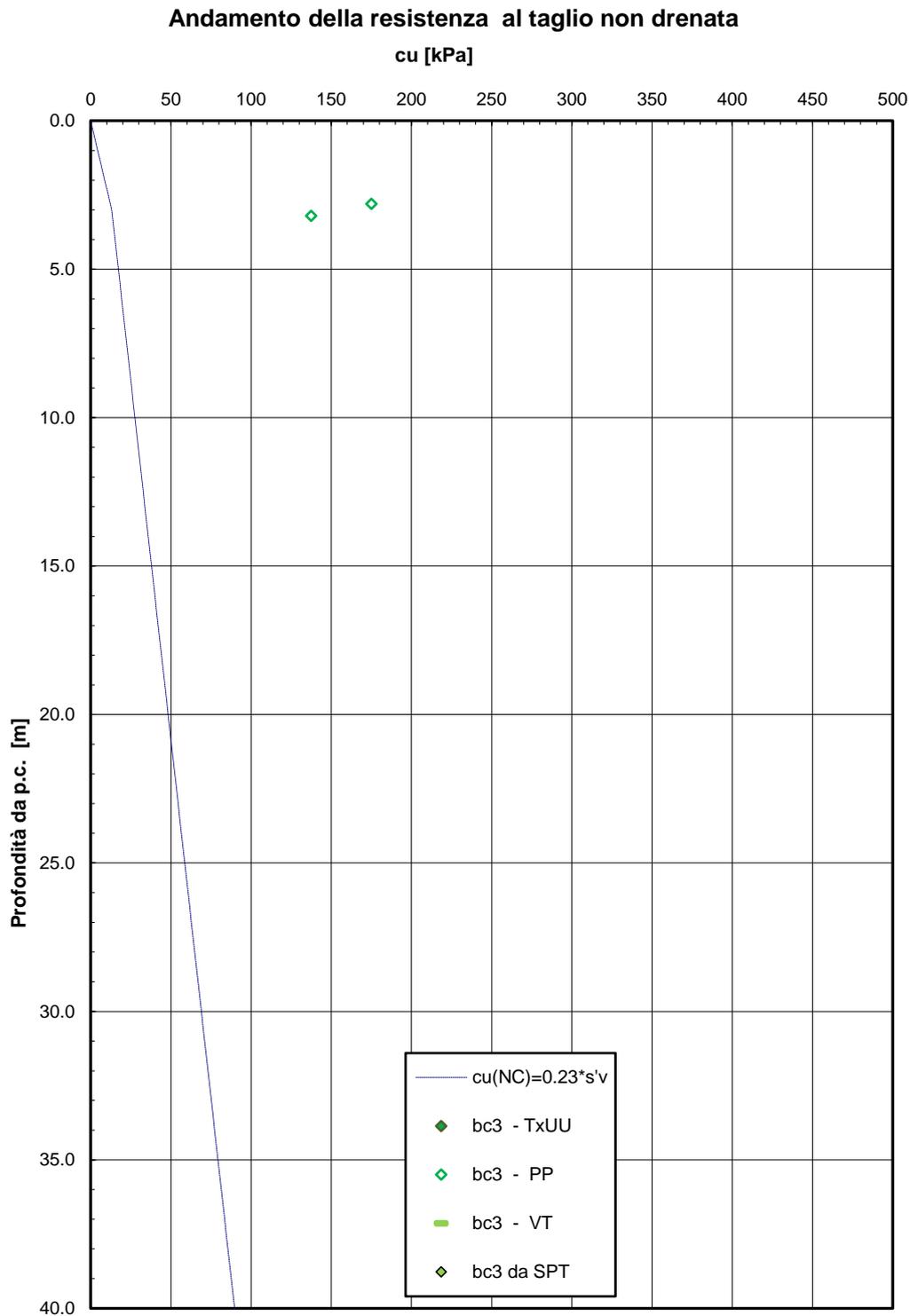


Fig. 142 – Andamento dalla resistenza a taglio non drenata

## 7.7 Viadotto VI07

L'opera in esame è costituita da due spalle ed è ubicata tra le progressive km 25+783.90 e km 25+813.90.

In corrispondenza dell'opera sono state eseguite le seguenti indagini:

Sondaggio	Anno	Profondità	SPT n.	Lefranc n.	Lugeon n.	Dilatometrica n.	Pressiometrica n.	CR n.	CI n.	CL n.	Piezometro	Inclinometro	DH
		[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	TA/CC	[m]	[m]
PNIF52V12	2008/2009	40	10	1	-	-	-	2	2	-	TA	-	-

Il sondaggio ha evidenziato la presenza di depositi alluvionali (attuali e recenti) fino a circa 11.5 m da p.c., in facies incoerente sabbiosa (unità ba2) per i primi 3.5 m circa e successivamente incoerente grossolana (unità ba1). A seguire è stata rilevata l'unità di Maddaloni fino alla massima profondità investigata (40.0 m), costituita dall'alternanza di strati in facies coesiva (unità MDL3) ed incoerente ghiaioso sabbiosa (unità MLD1).

Il livello della falda massimo rilevato in corrispondenza del piezometro installato nel foro del sondaggio è a quota +43.8 s.l.m..

Nei grafici a seguire sono illustrate le elaborazioni dei risultati delle prove in sito e di laboratorio.

Tab. 33 – VI07 – Parametri geotecnici

Unità geotecnica	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Nspt [-]	Dr [%]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	cu [kPa]	Vs [m/s]	$E_0$ [MPa]
ba2	19.0	-	-	31÷34	0	-	150	120
ba1	19.0	30÷R	60÷75	38÷41	0	-	200÷350	200÷600
MDL1	20.0	64÷80	70÷85	39÷41	0	-	300÷400	460÷750
MDL3	20.0	28÷38	-	23	5	75÷300	200÷400	250÷500

Dove:

$\gamma$  = peso di volume naturale

Nspt = n. di colpi da prova SPT

$\phi'$  = angolo di resistenza al taglio

$c'$  = coesione drenata

cu = resistenza al taglio in condizioni non drenate

Vs = velocità delle onde di taglio

$E_0$  = modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

(\*) = caratterizzazione geotecnica da sub lotto

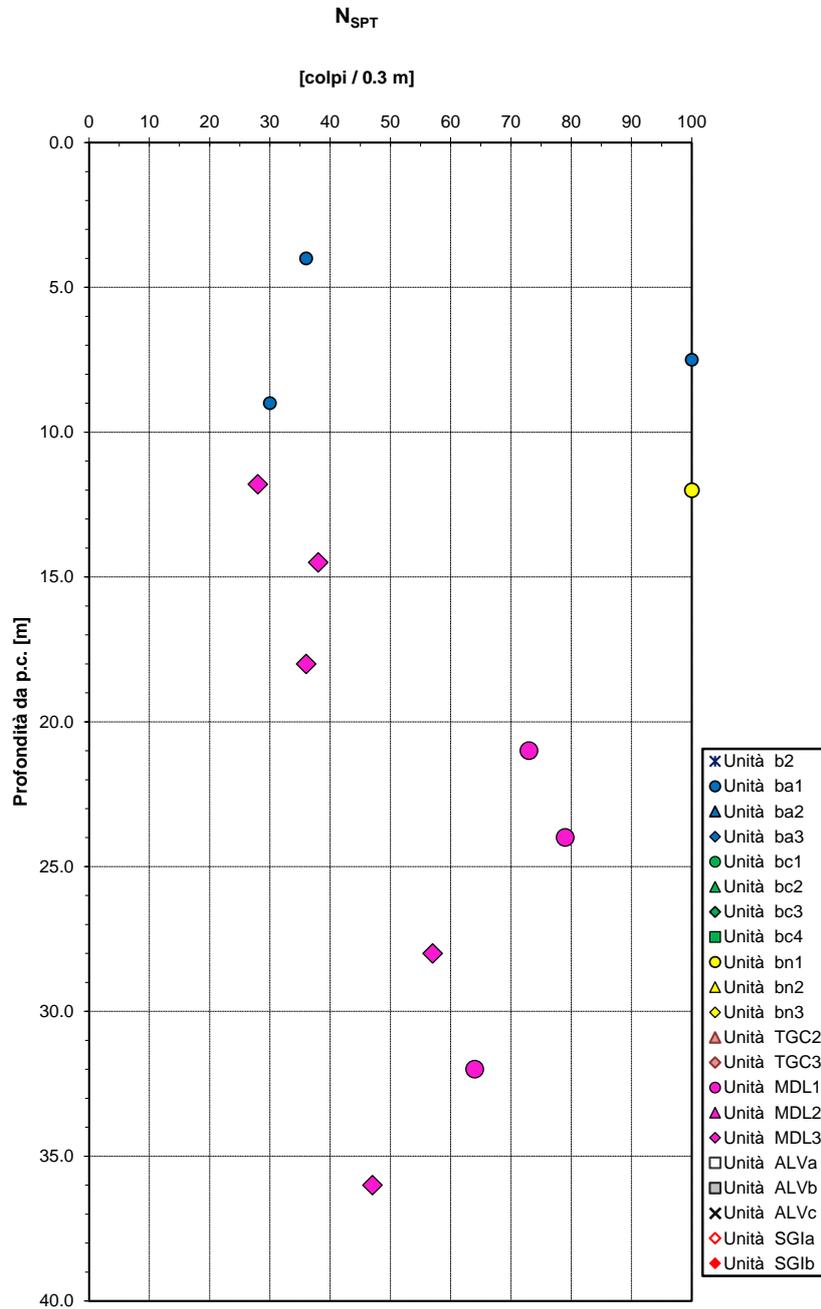


Fig. 143 - Valori di  $N_{SPT}$

Densità relativa da prove SPT

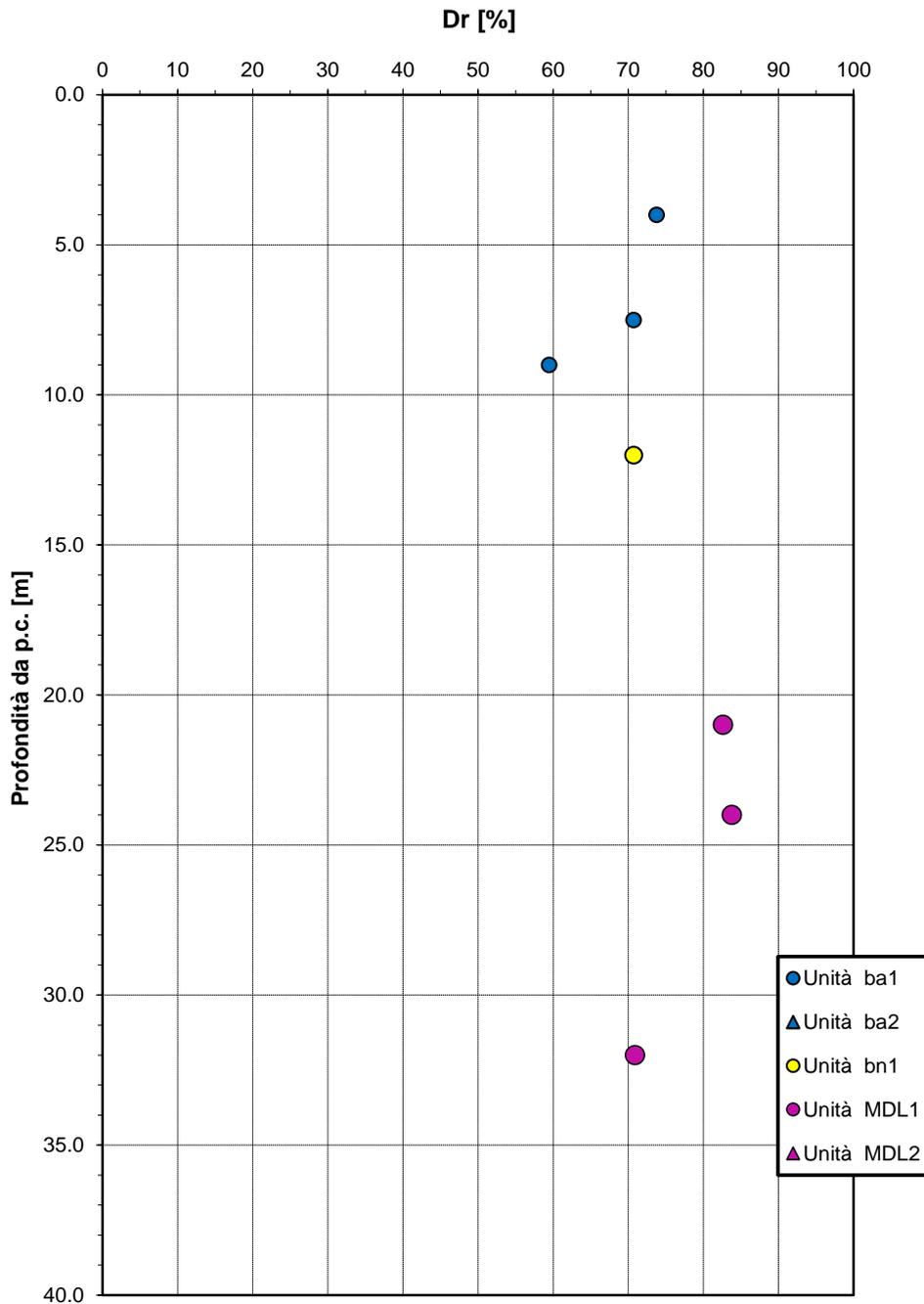


Fig. 144 – Densità relativa da prove SPT

**Angolo di resistenza al taglio da prove SPT**

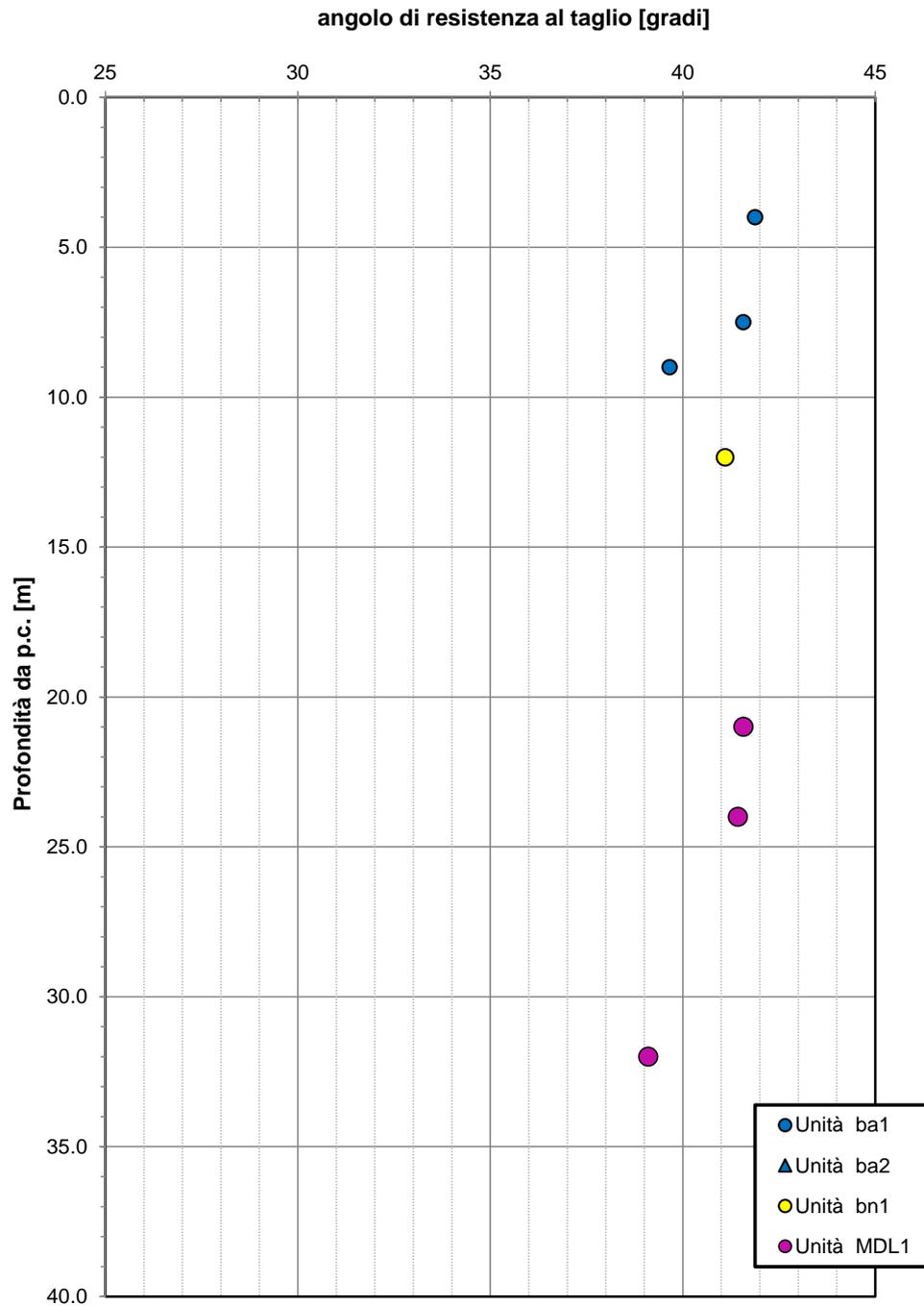


Fig. 145 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

**Correlazione  $N_{SPT}-\phi'$ , De Mello (1971)**

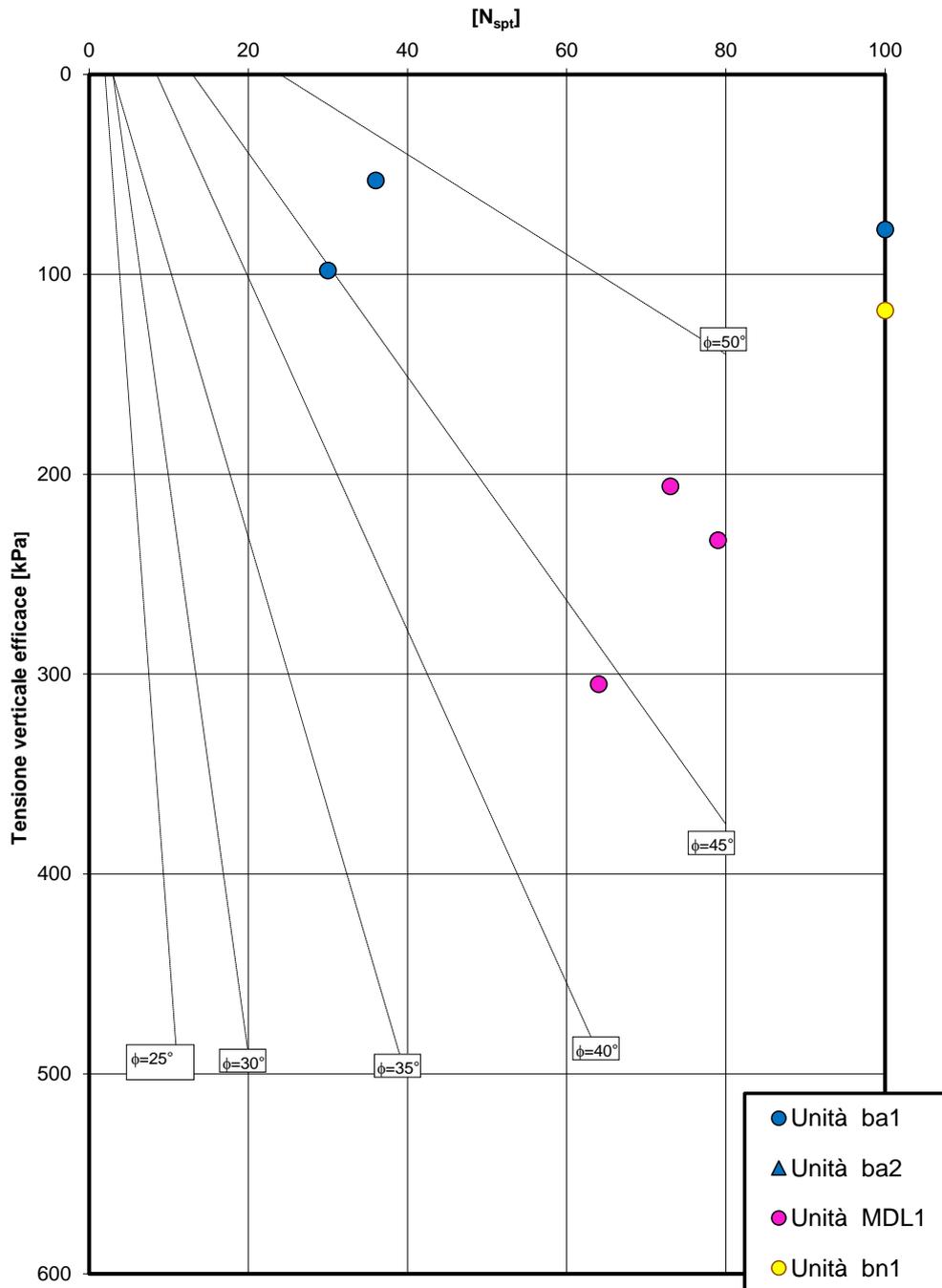


Fig. 146 - Correlazione  $N_{SPT}$  e  $\phi'$  (De Mello, 1971)

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

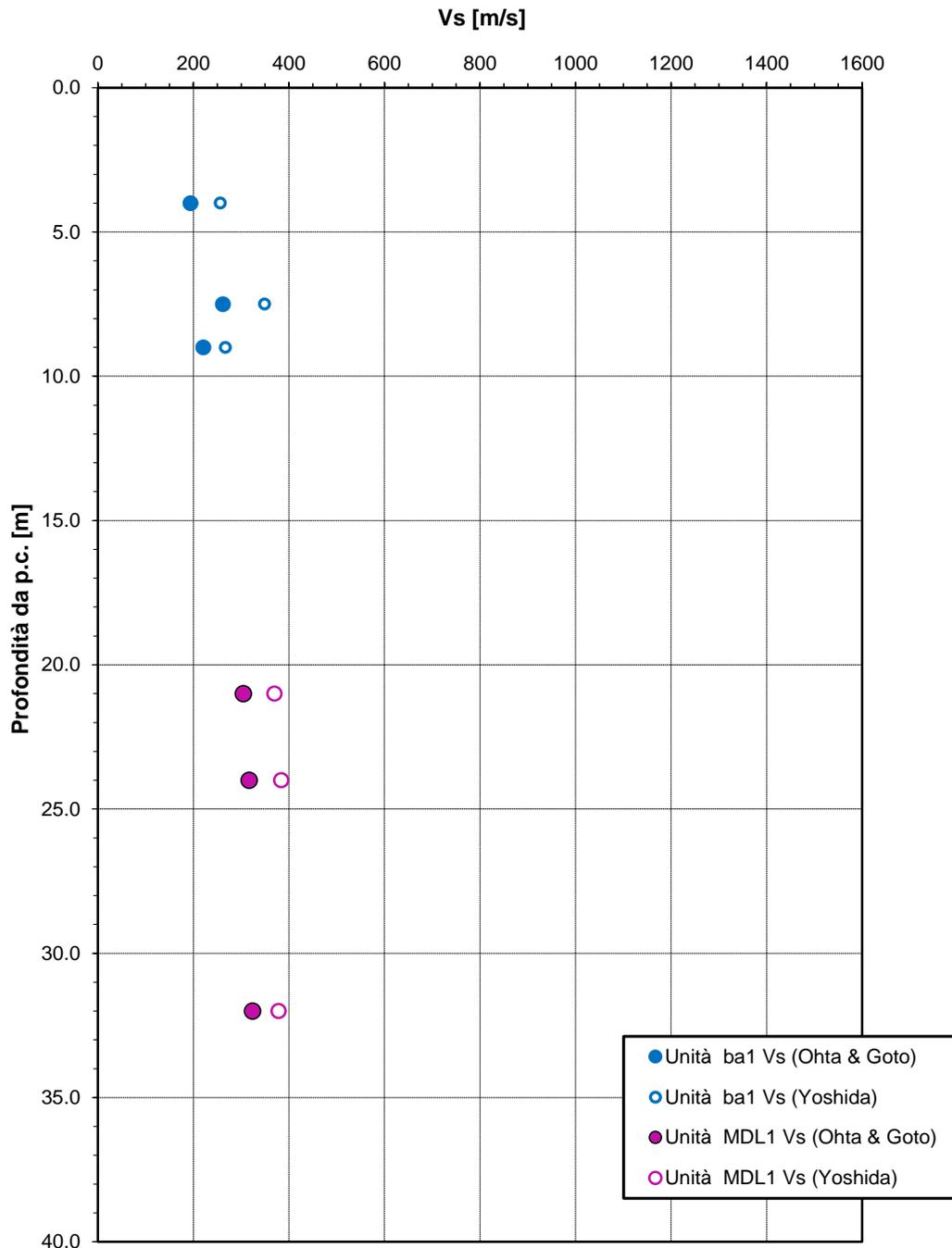


Fig. 147 – Velocità delle onde di taglio da prove SPT

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

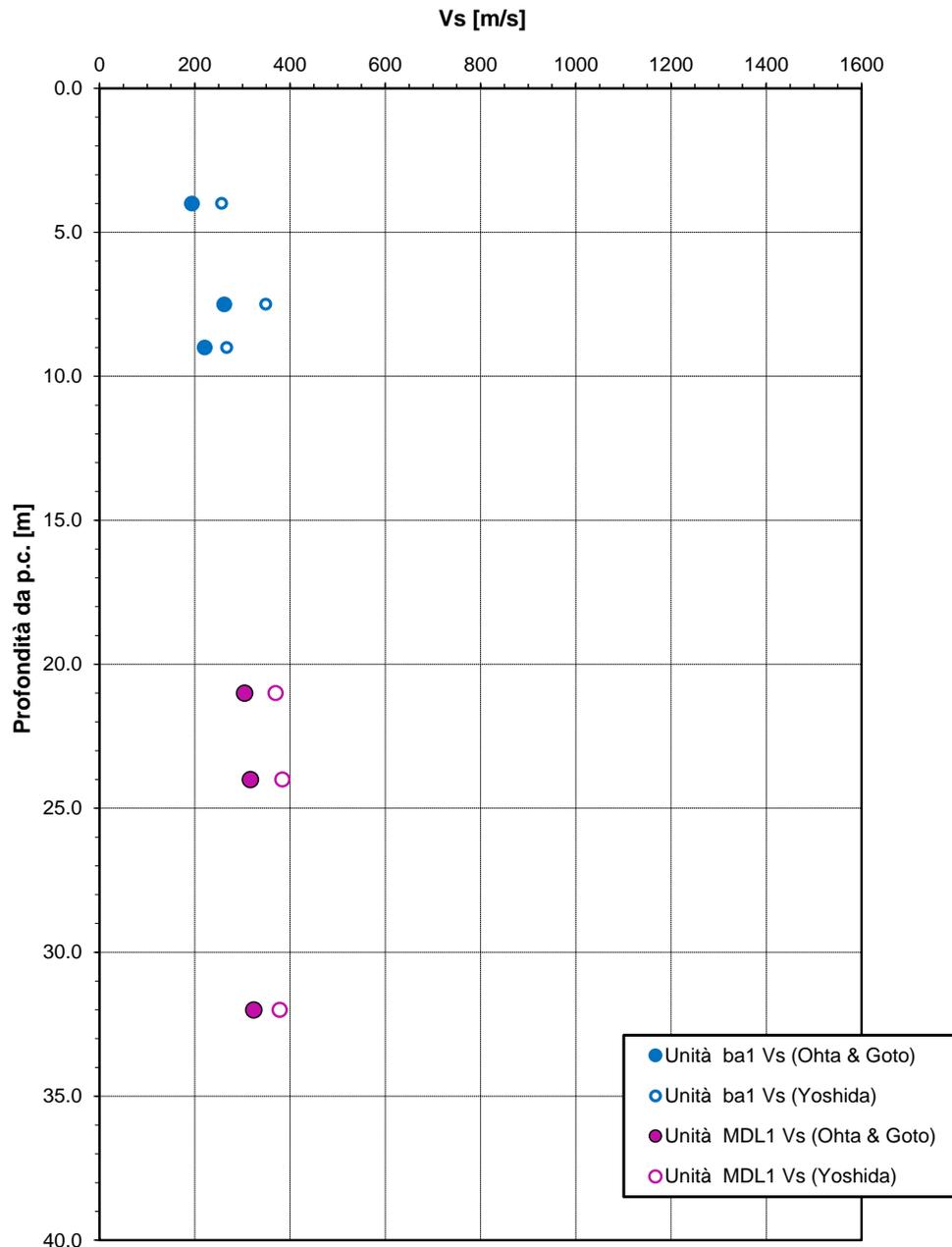


Fig. 148 – Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT

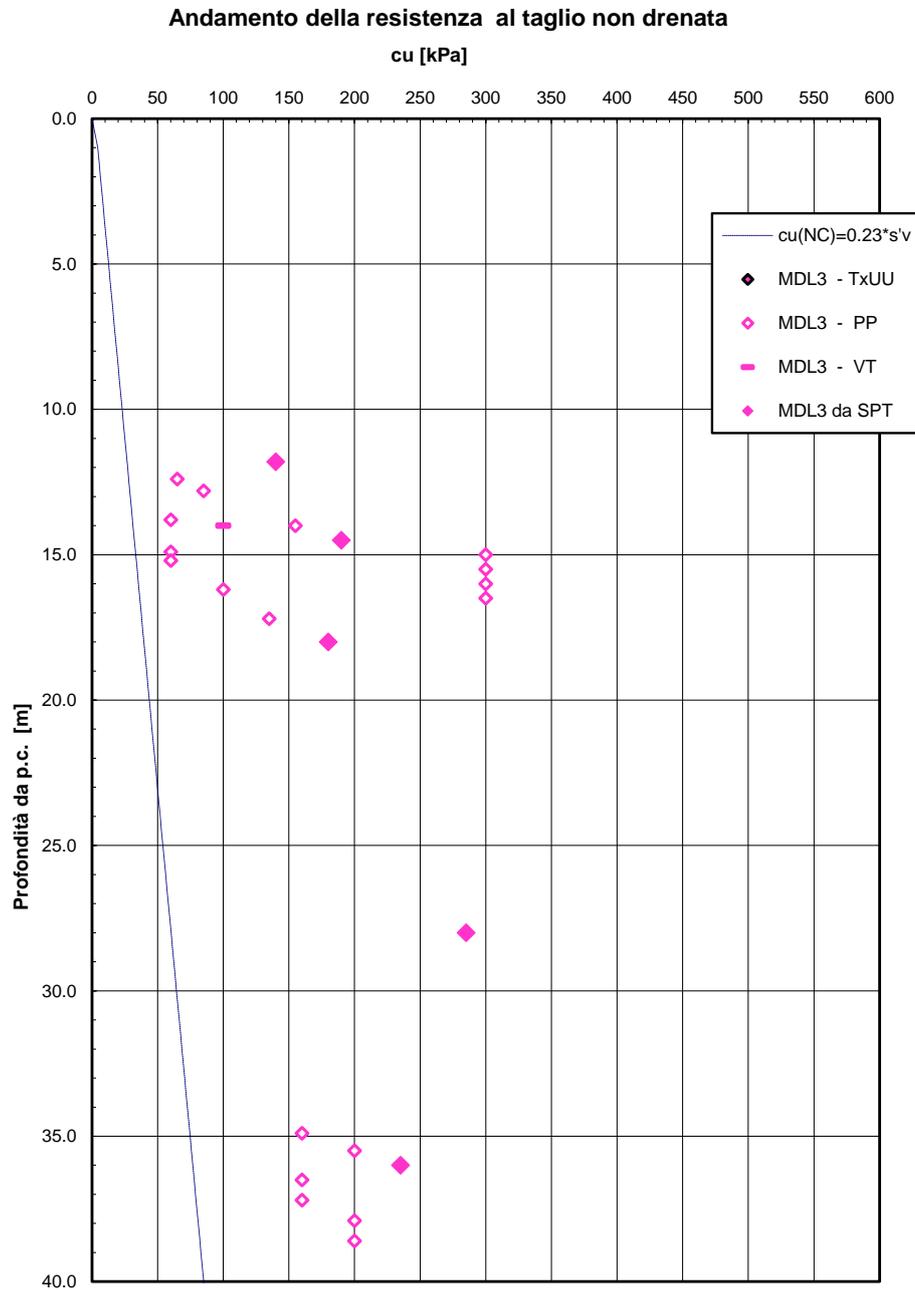


Fig. 149 – Andamento della resistenza al taglio non drenata

*Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio*

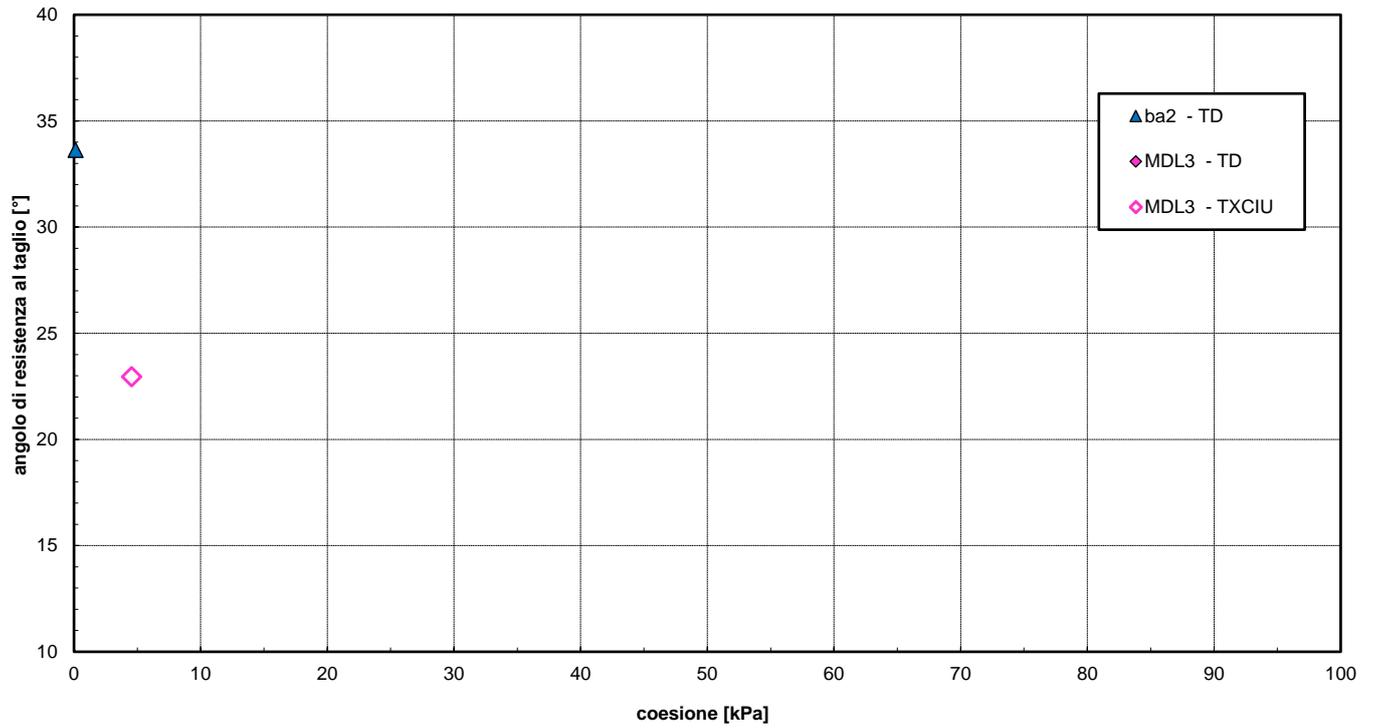


Fig. 150 – Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio

## 7.8 Cavalcaferrovia IV01

In corrispondenza dell'opera sono state eseguite le seguenti indagini.

Sondaggio	Anno	Profondità	SPT n.	Lefranc n.	Lugeon n.	Dilatometrica n.	Pressiometrica n.	CR n.	CI n.	CL n.	Piezometro	Inclinometro	DH
		[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	TA/CC	[m]	[m]
IF15V03	2017	40.0	5	2	-	-	-	4	1	-	TA	-	-
IF15V04	2017	40.0	6	1	-	-	-	4	1	-	TA	-	-

Le indagini hanno evidenziato la presenza di depositi alluvionali recenti fino a 10-13 m da p.c., prevalentemente incoerenti nel sondaggio IF15V03 (unità ba2/ ba1) e prevalentemente coesivi nel sondaggio IF15V04 (unità ba3). A seguire è stata intercettata l'unità di Maddaloni fino alla massima profondità investigata (40.0 m), in particolare, ghiaie sabbiose (unità MDL1) fino a 18-20 m e poi sabbie (unità MDL2) fino alla massima profondità investigata.

Il livello della falda massimo rilevato in corrispondenza dei due piezometri installati è a quota +33 m s.l.m..

Nei grafici a seguire sono illustrate le elaborazioni dei risultati delle prove in sito e di laboratorio.

Tab. 34 – IV01 – Parametri geotecnici

Unità geotecnica	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Nspt [-]	Dr [%]	$\phi'$ [°]	c' [kPa]	cu [kPa]	Vs [m/s]	E <sub>0</sub> [MPa]
ba1	19.0	37÷60	64÷80	38÷41	0	-	160÷350	130÷600
ba2	19.0	9	30	32	0	-	130÷160	90÷130
ba3	19.0	5÷13	-	25	0	50÷170	160	60÷130
MDL1	20.0	68	75	39÷40	0	-	300÷400	450÷800
MDL2	20.0	R	70	34÷35	0	-	300÷600	450÷800

Dove:

$\gamma$  = peso di volume naturale

Nspt = n. di colpi da prova SPT

$\phi'$  = angolo di resistenza al taglio

c' = coesione drenata

cu = resistenza al taglio in condizioni non drenate

Vs = velocità delle onde di taglio

E<sub>0</sub> = modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Note:

(\*) valori dedotti dalla caratterizzazione geotecnica generale del sub-lotto di appartenenza.

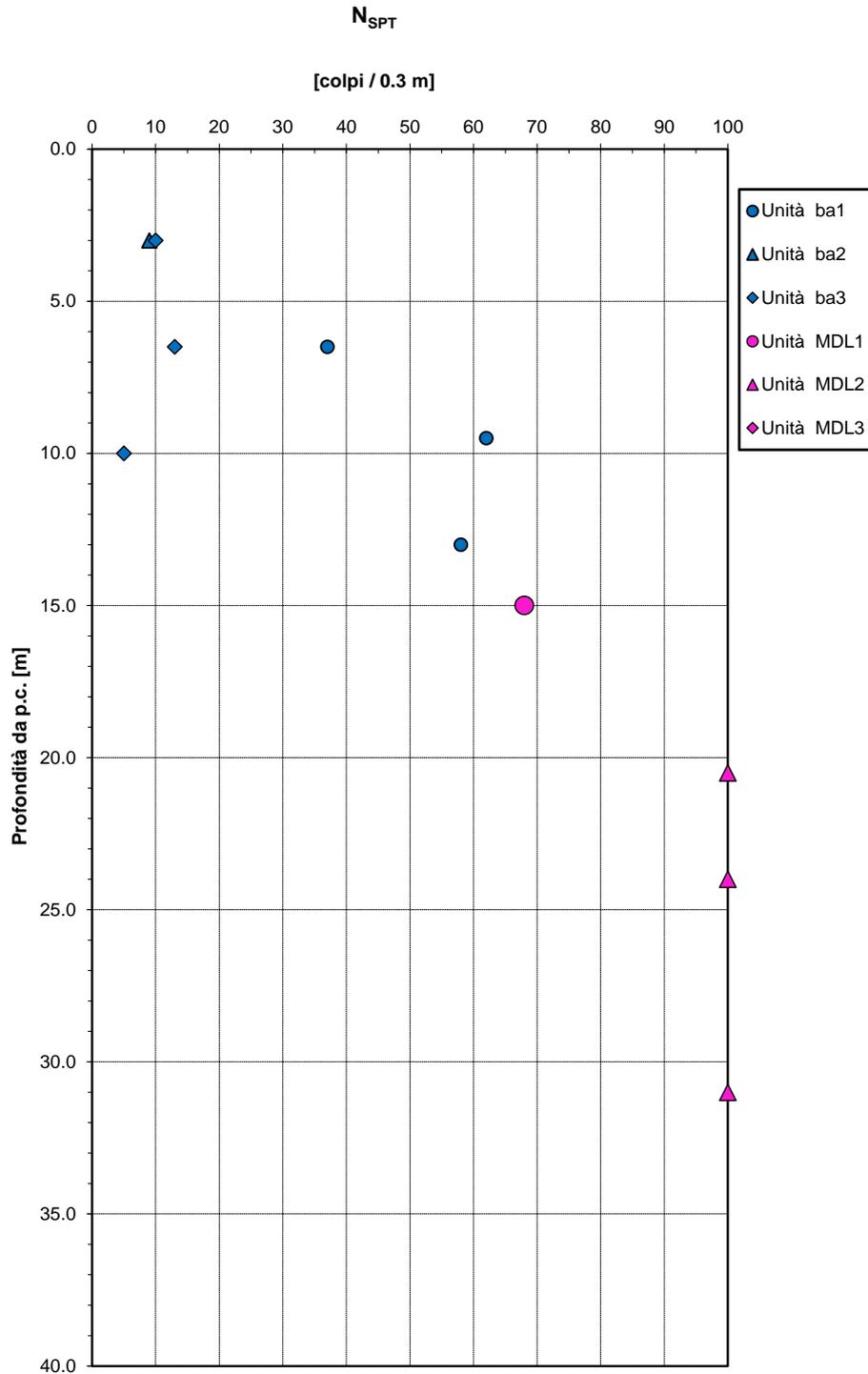


Fig. 151 – Valori di NSPT

Densità relativa da prove SPT

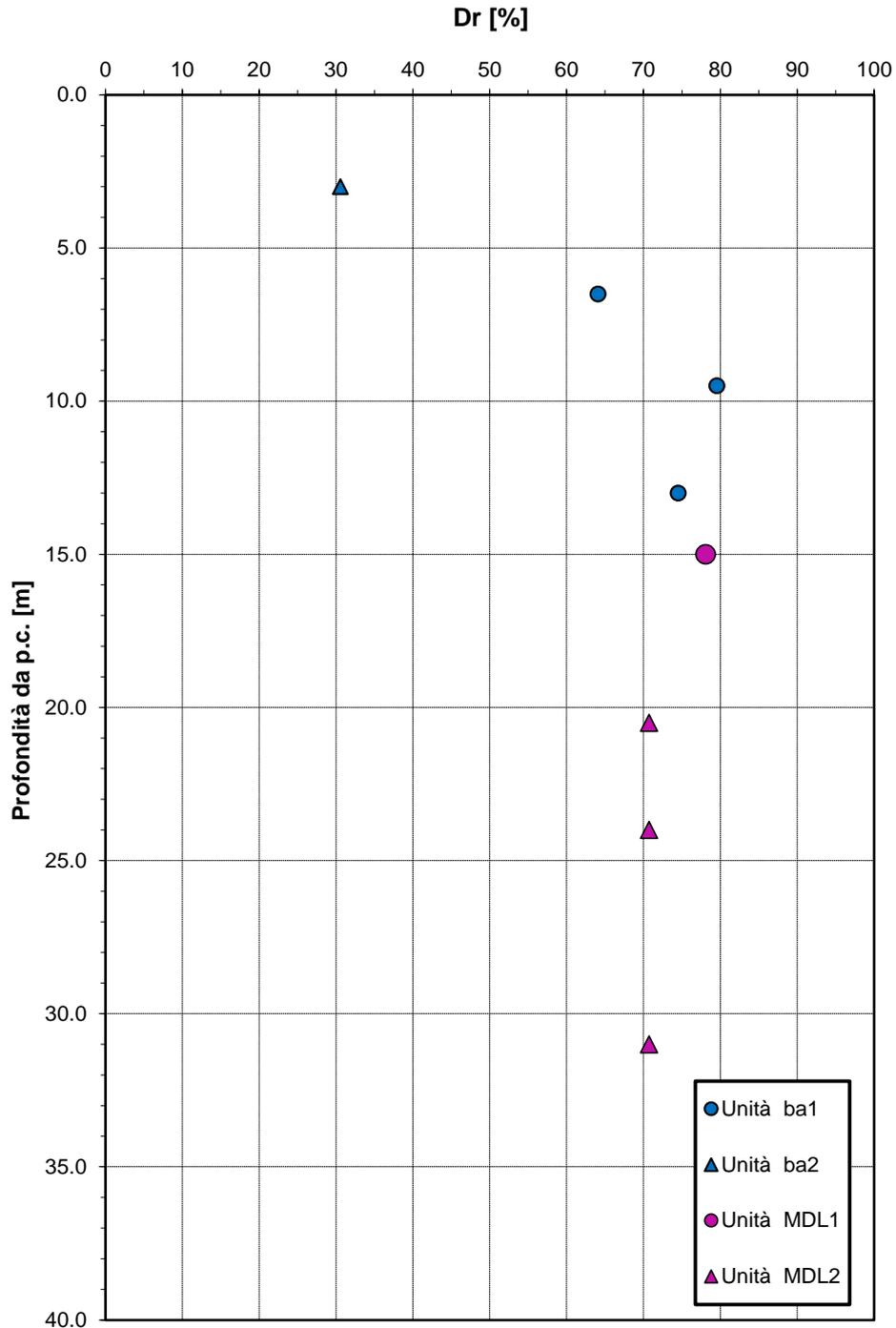


Fig. 152 – Densità relativa da prove SPT

### Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

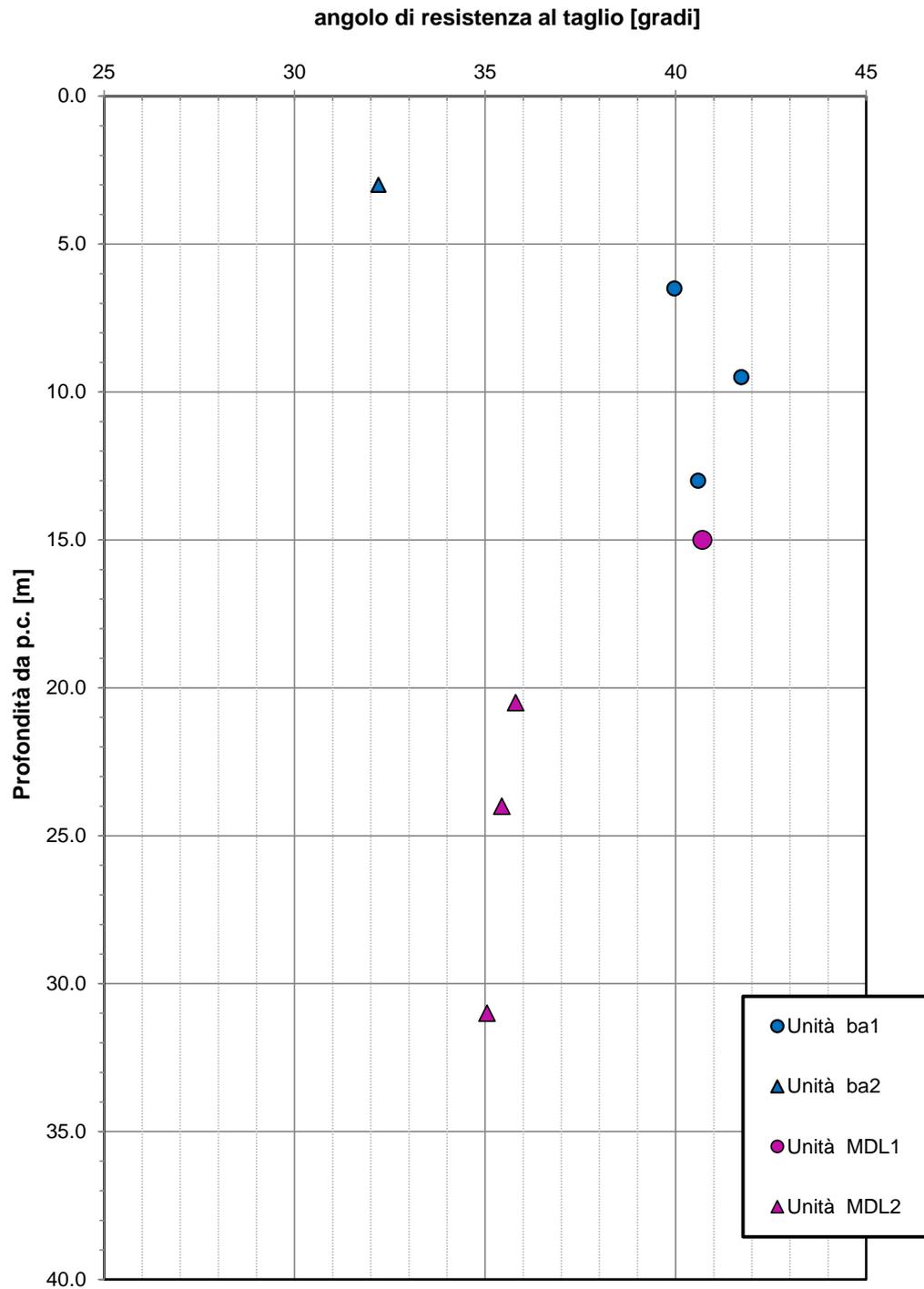


Fig. 153 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

**Correlazione  $N_{SPT}-\phi'$ , De Mello (1971)**

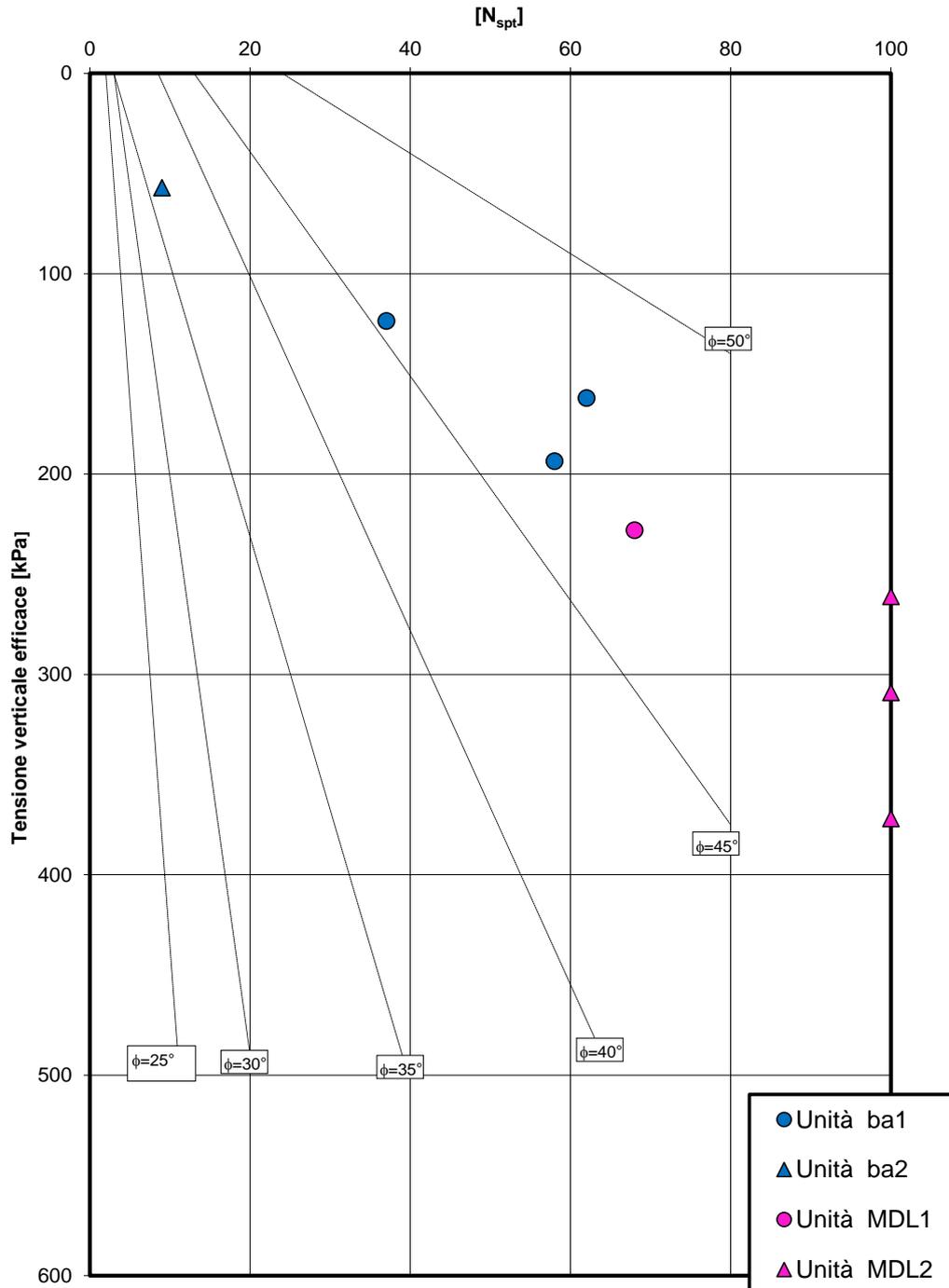


Fig. 154 - Correlazione  $N_{SPT}$  e  $\phi'$  (De Mello, 1971)

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

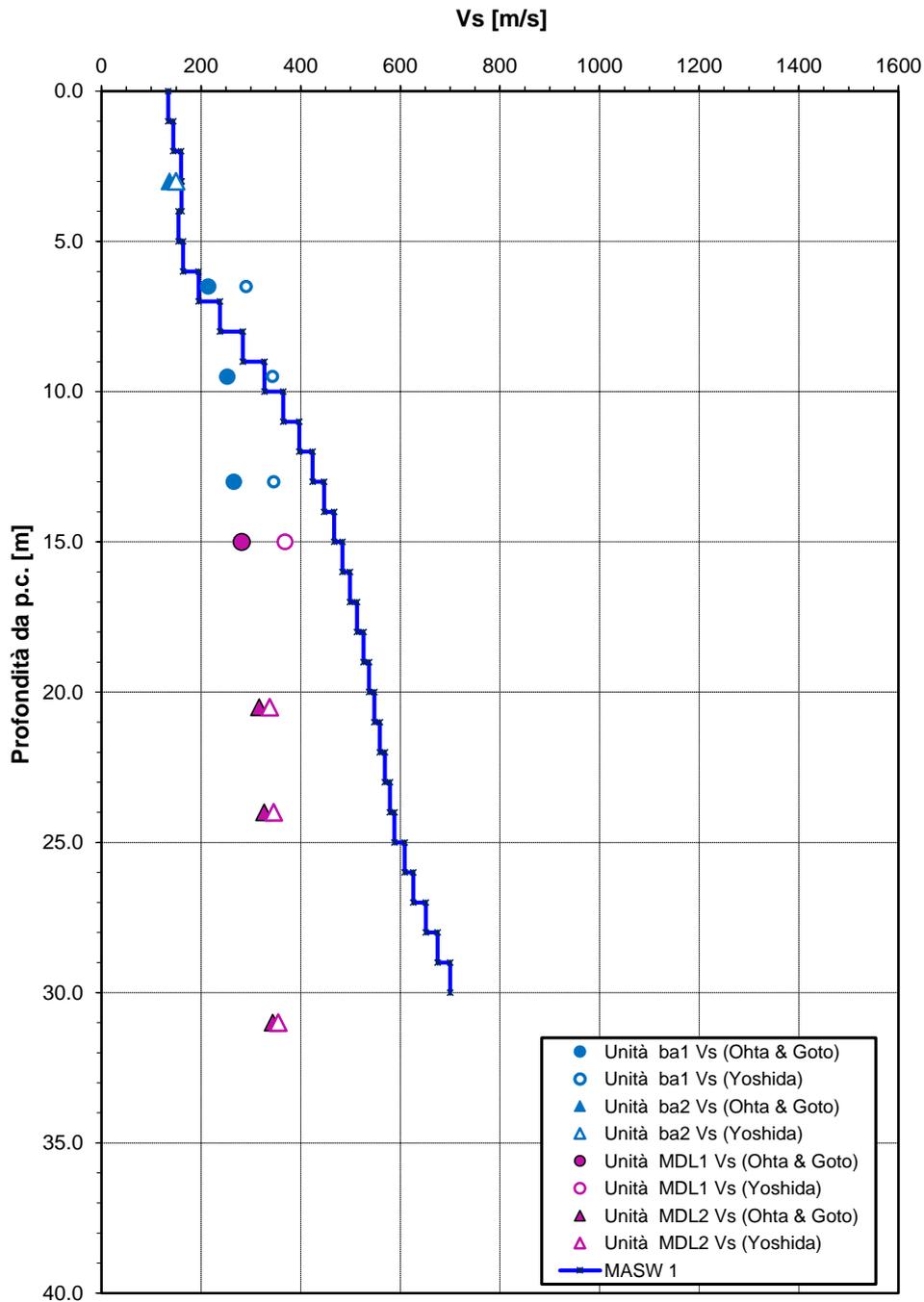


Fig. 155 – Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche

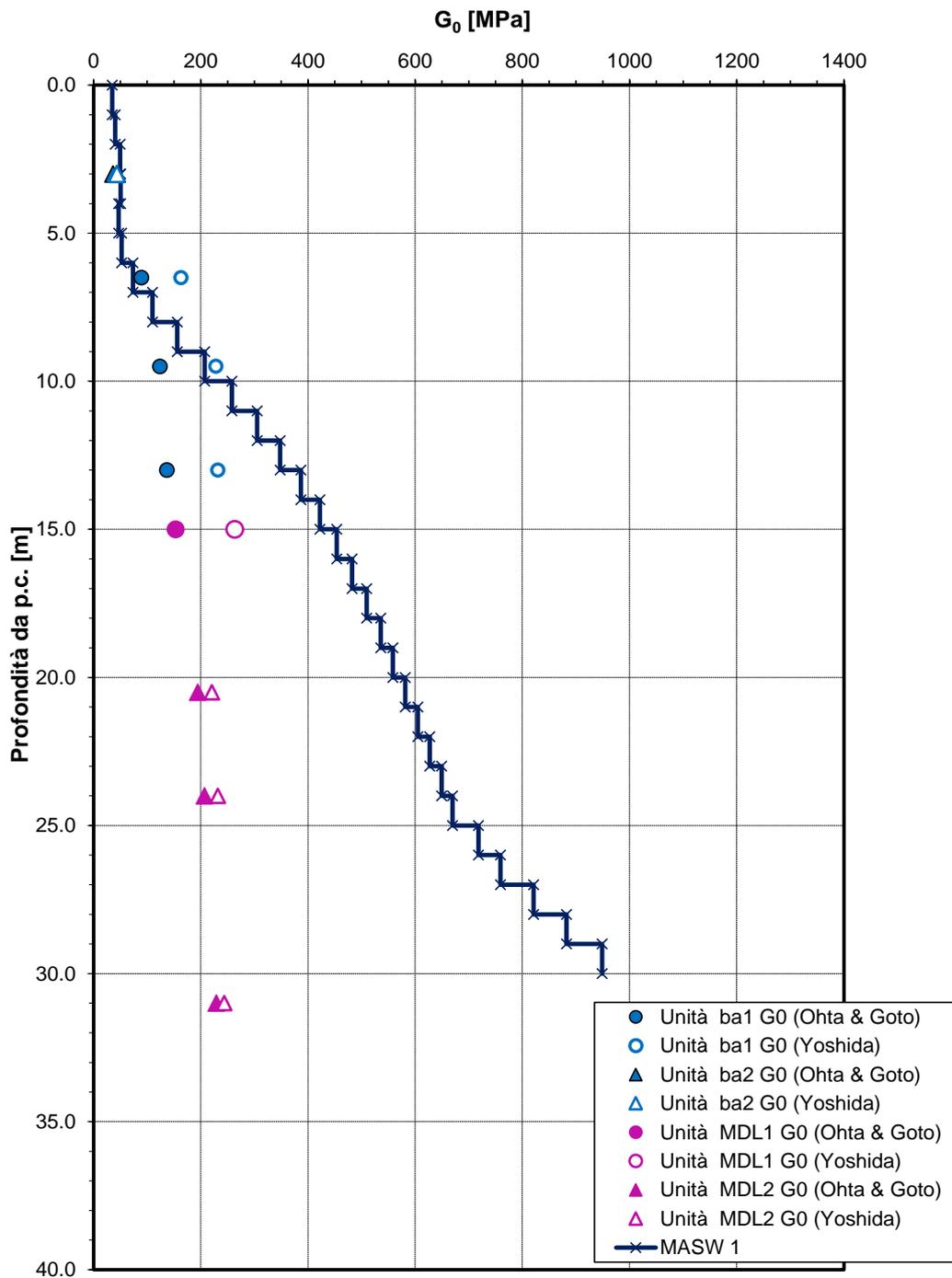


Fig. 156 – Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

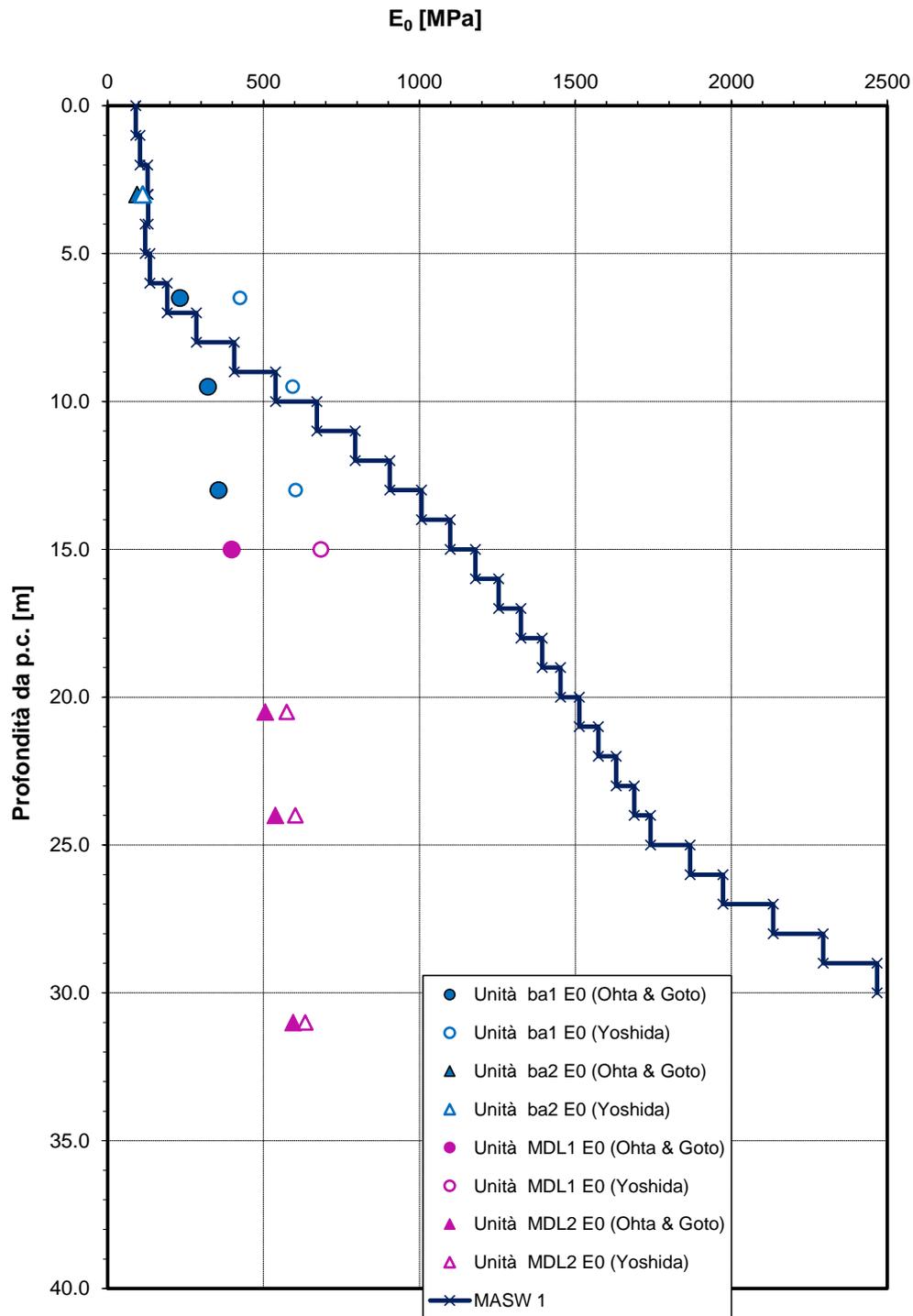


Fig. 157 – Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

Andamento della resistenza al taglio non drenata

cu [kPa]

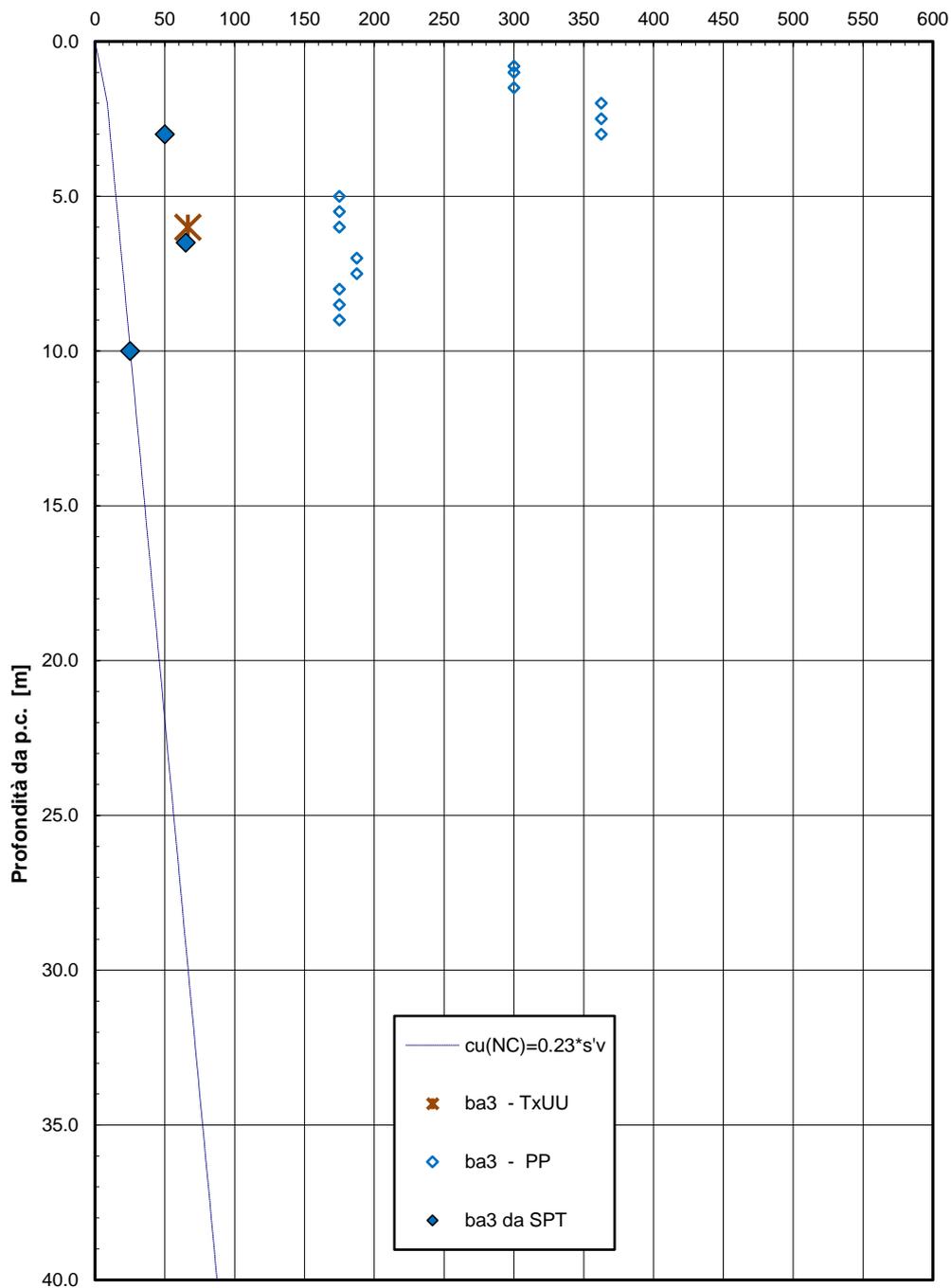


Fig. 158 - Andamento della resistenza al taglio non drenata

## 7.9 Galleria artificiale Telese

In corrispondenza dell'opera sono state eseguite le seguenti indagini.

Sondaggio	Anno	Profondità	SPT n.	Lefranc n.	Lugeon n.	Dilatometrica n.	Pressiometrica n.	CR n.	CI n.	CL n.	Piezometro	Inclinometro	DH
		[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	TA/CC	[m]	[m]
PNIF32G03	2007	40.0	5	2	-	-	-	3	2	-	TA	-	-
PNIF52B08	2008/2009	40.0	6	1	1	-	-	-	4	3	TA/CC	-	-
PNIF52B09	2008/2009	40.0	9	2	-	-	-	2	2	-	TA/CC	-	-
PNIF52B10	2008/2009	40.0	6	2	-	-	-	2	1	-	TA	-	-
PNIF52B11	2008/2009	40.0	7	2	-	-	-	3	-	-	TA	-	-
S129	1985	53.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S20	1985	45.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S21	1985	45.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
D8	2015	30.0	7	1	-	-	-	9	-	-	TA	-	-

Le indagini hanno intercettato le argille limose della formazione del tufo grigio campano (unità TGC3) con spessori tra 4 e 8 m, a seguire l'unità di Maddaloni (MDL) in cui si distingue un livello litoide di travertini (unità MDL4) fino ad un massimo di 16 m dal p.c. e con spessore che si riduce a qualche metro verso la fine della GA, e poi prevale la sabbia limosa (unità MDL2) fino alla massima profondità investigata, intercalata da strati argillosi (unità MDL3) e ghiaiosi sabbiosi (unità MDL1).

Il livello della falda massimo rilevato è ubicato a profondità maggiore di 20 m dal p.c. (generalmente 6 m sotto la livelletta di progetto). Nei grafici a seguire sono illustrate le elaborazioni dei risultati delle prove in sito e di laboratorio.

Tab. 35 – GA Telese – Parametri geotecnici

Unità geotecnica	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Nspt [-]	Dr [%]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	cu [kPa]	Vs [m/s]	$E_0$ [MPa]
TGC2	18.5	14	40	33	0	-	180-190	170-190
TGC3	18.5	6÷23	-	29	5÷10	75÷120	-	100-200
MDL4	20.0	-	-	34÷40	30÷40	-	-	800
MDL1	20.0	75÷95	75	38	0	-	-	600
MDL2	20.0	10÷75	65	32÷35	0	-	300	170÷500
MDL3	20.0	10÷45	-	24	10	100 per z <15m 200 per z >20m	-	100÷400

$\gamma$  = peso di volume naturale

Nspt = n. di colpi da prova SPT

$\phi'$  = angolo di resistenza al taglio

$c'$  = coesione drenata

cu = resistenza al taglio in condizioni non drenate

Vs = velocità delle onde di taglio

$E_0$  = modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

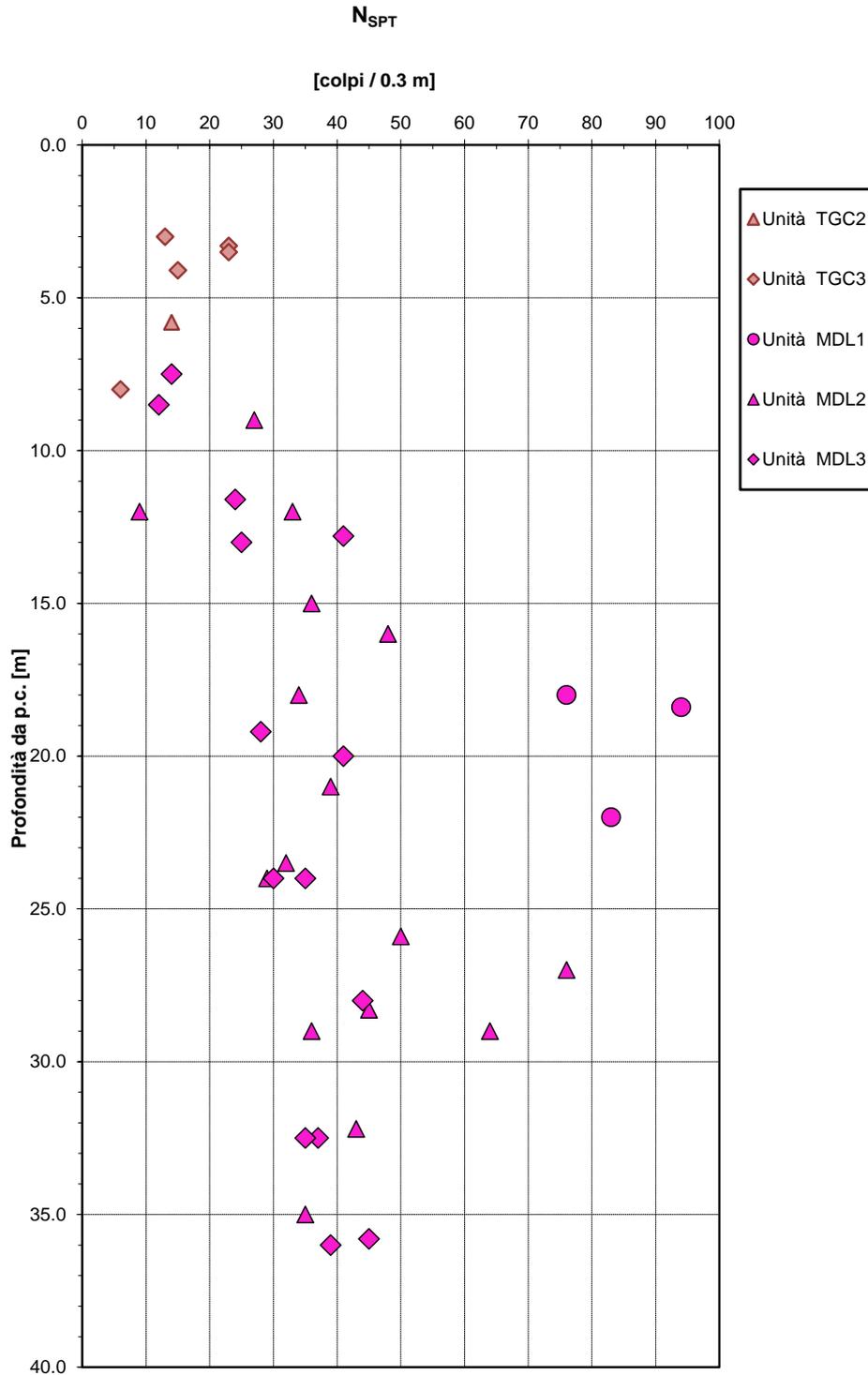


Fig. 159 - Valori di NSPT

Densità relativa da prove SPT

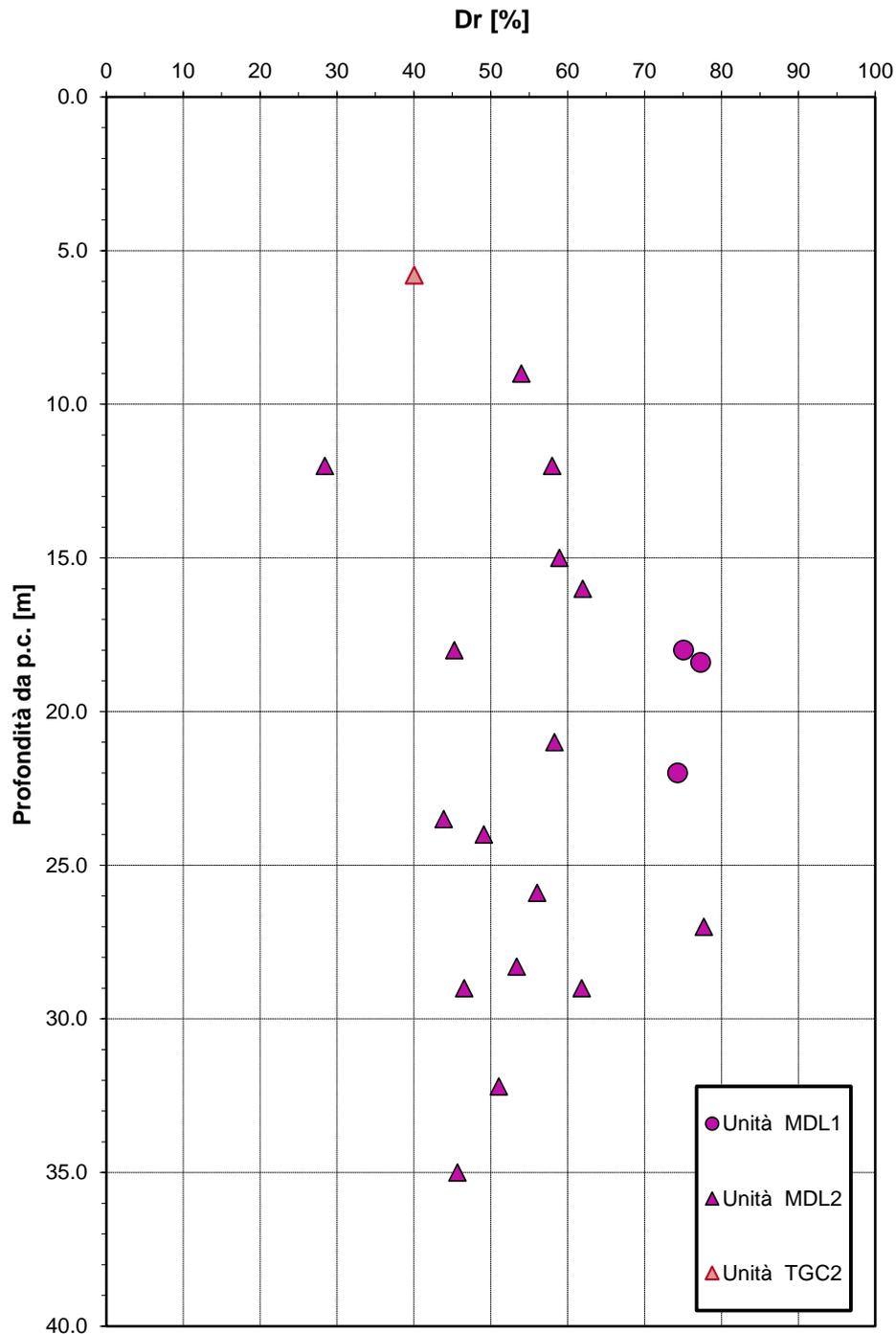
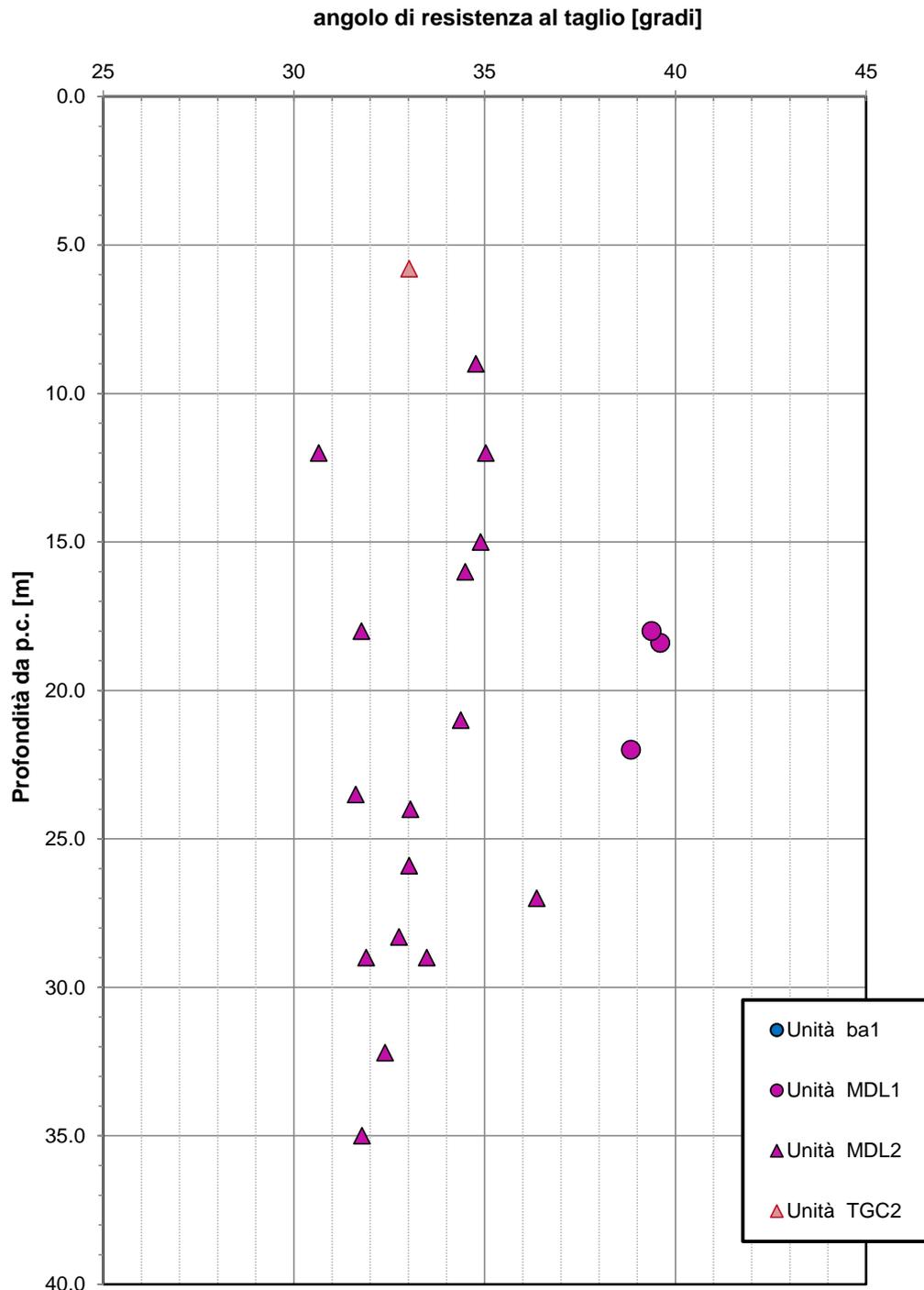


Fig. 160 - Densità relativa da prove SPT

Angolo di resistenza al taglio da prove SPT



**Correlazione  $N_{SPT}-\phi'$ , De Mello (1971)**

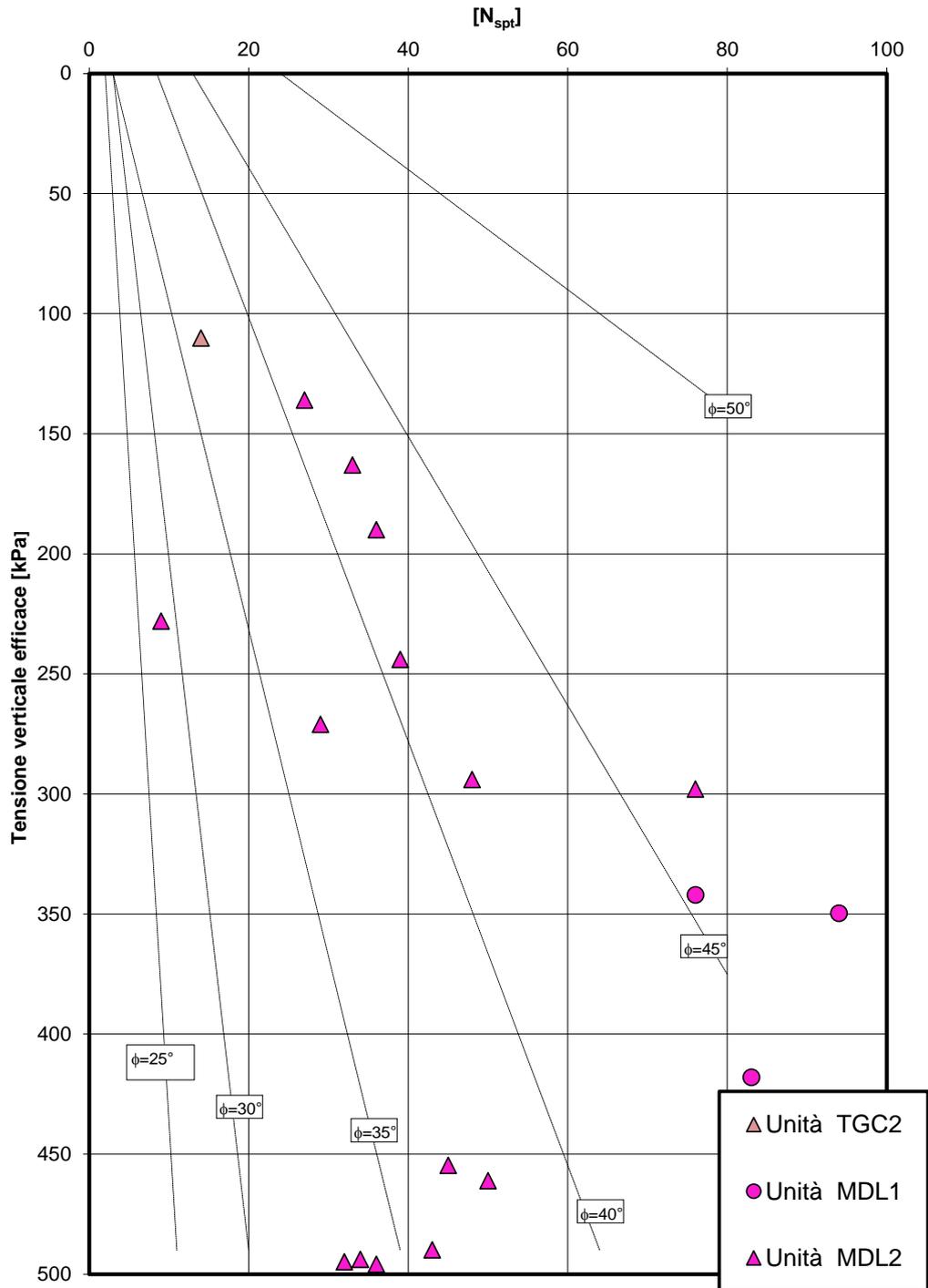


Fig. 162 - Correlazione  $N_{SPT}$  e  $\phi'$  (De Mello, 1971)

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

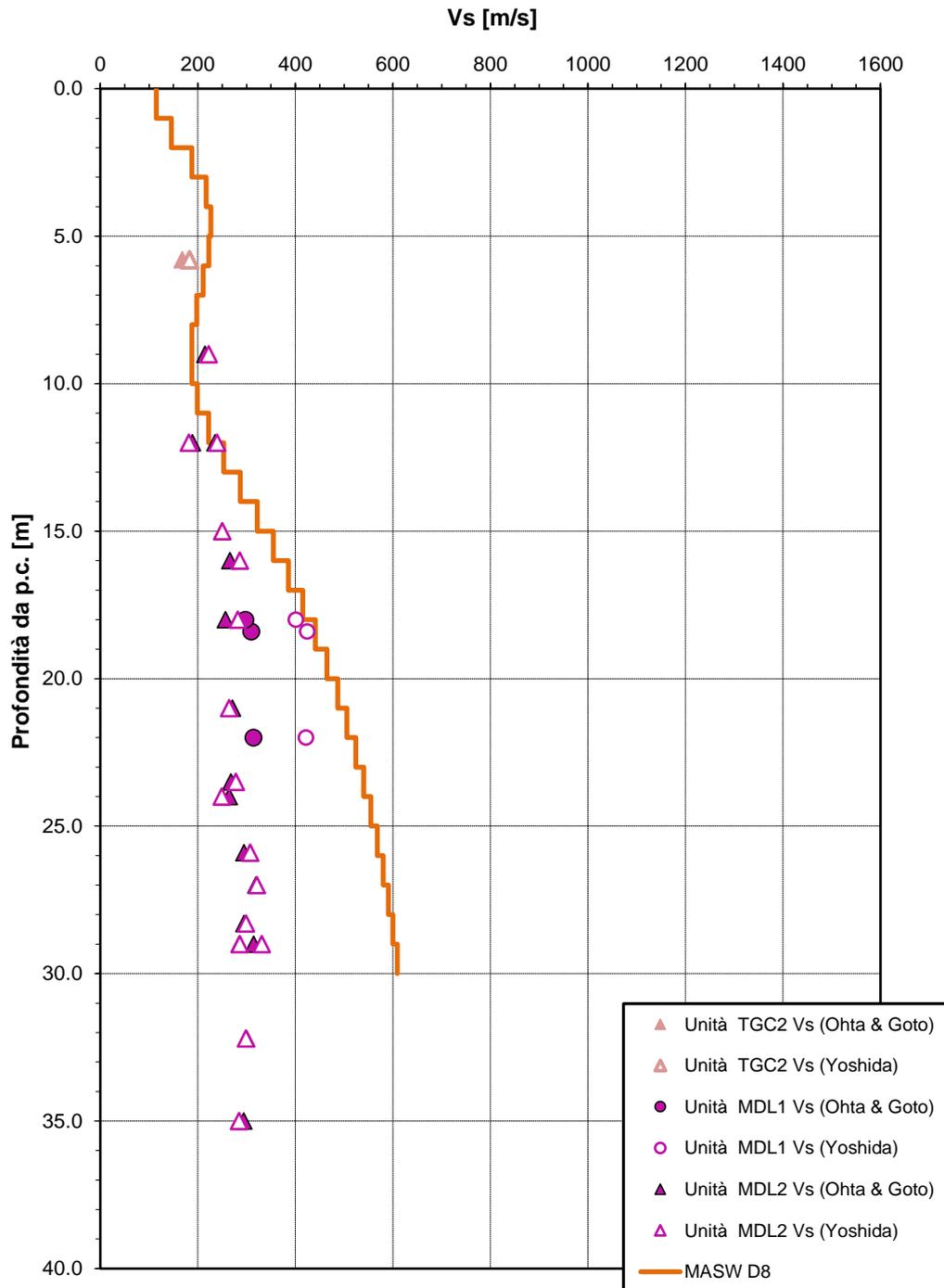


Fig. 163 – Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche

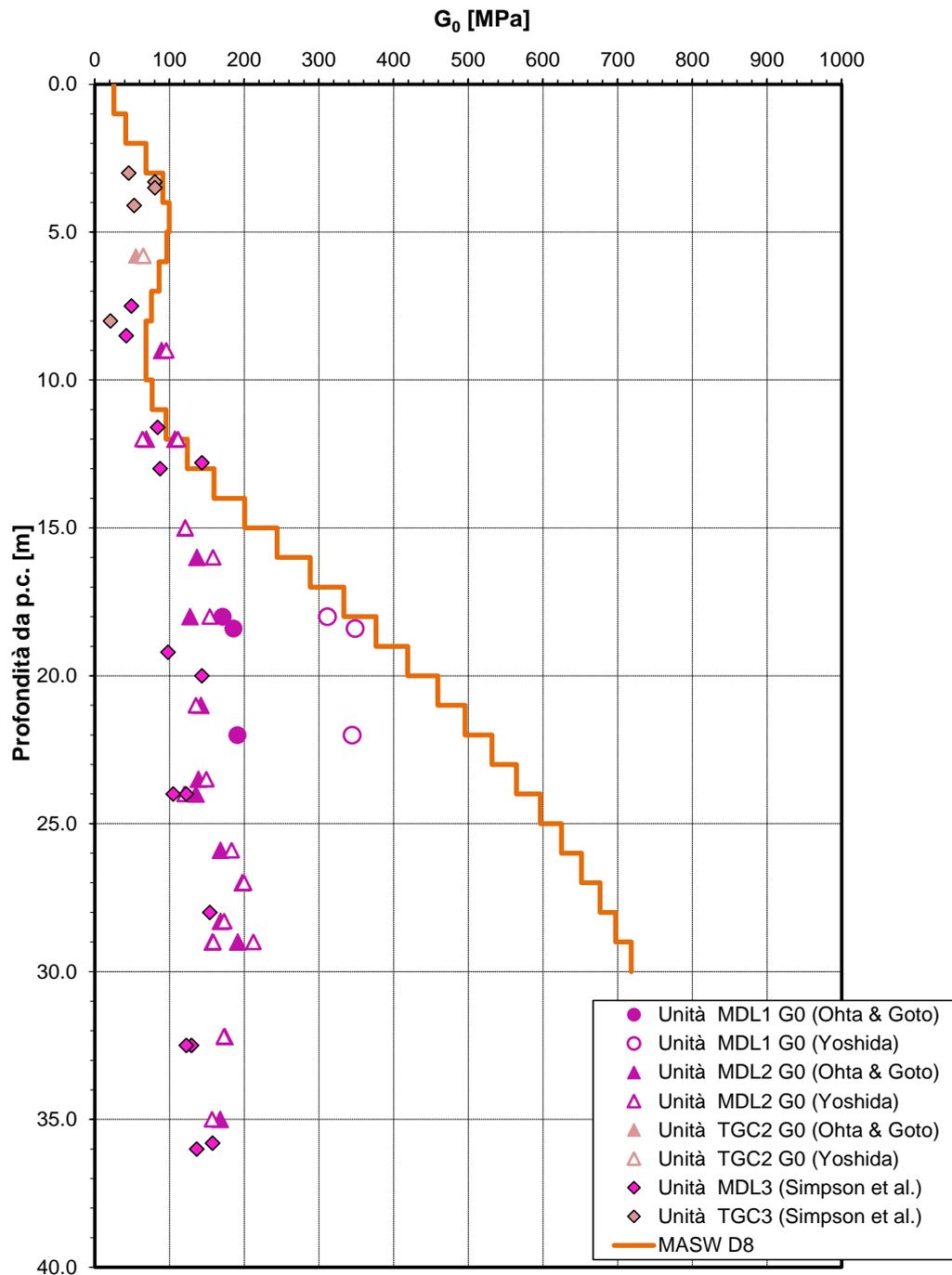


Fig. 164 – Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

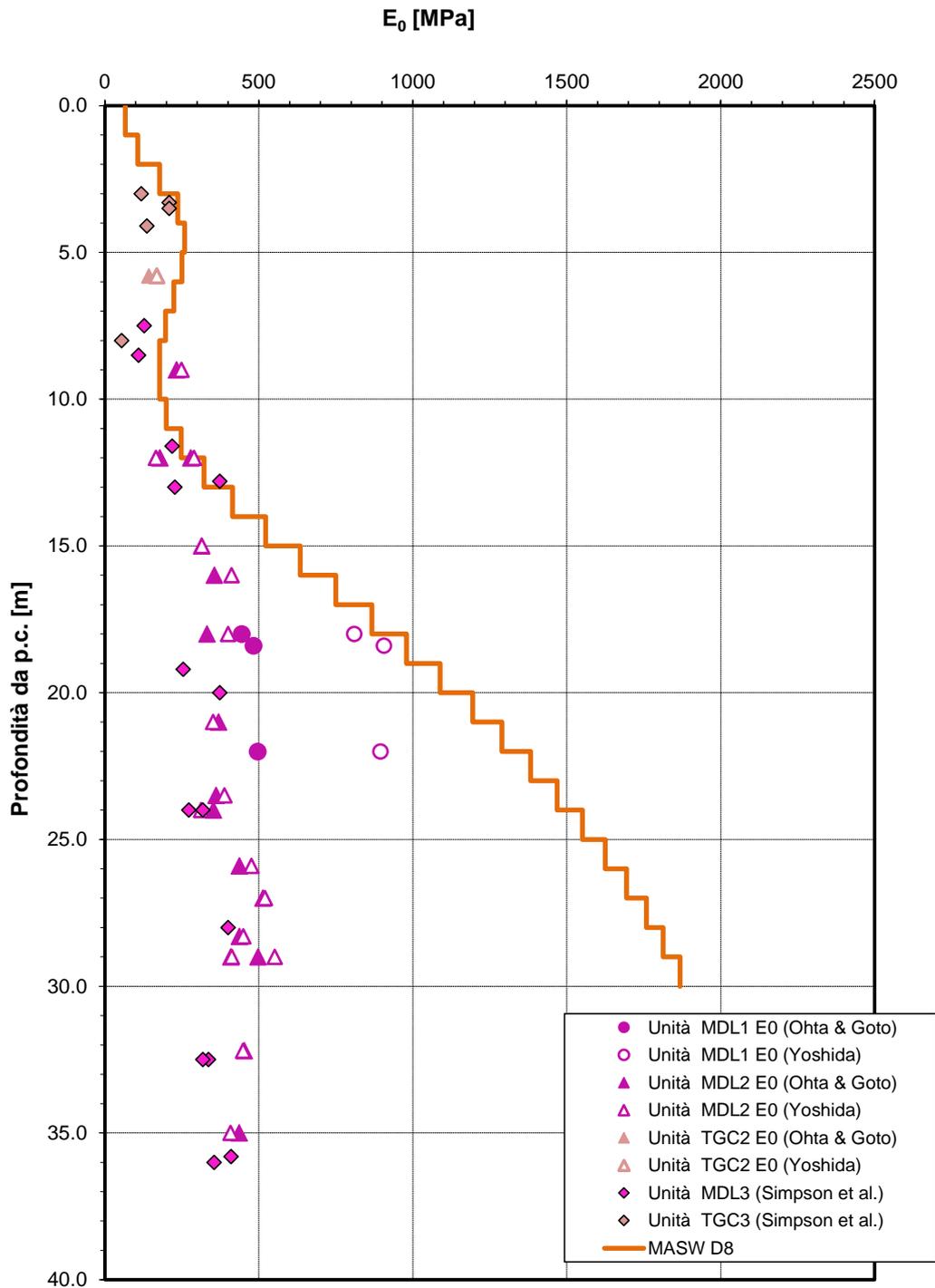


Fig. 165 - Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

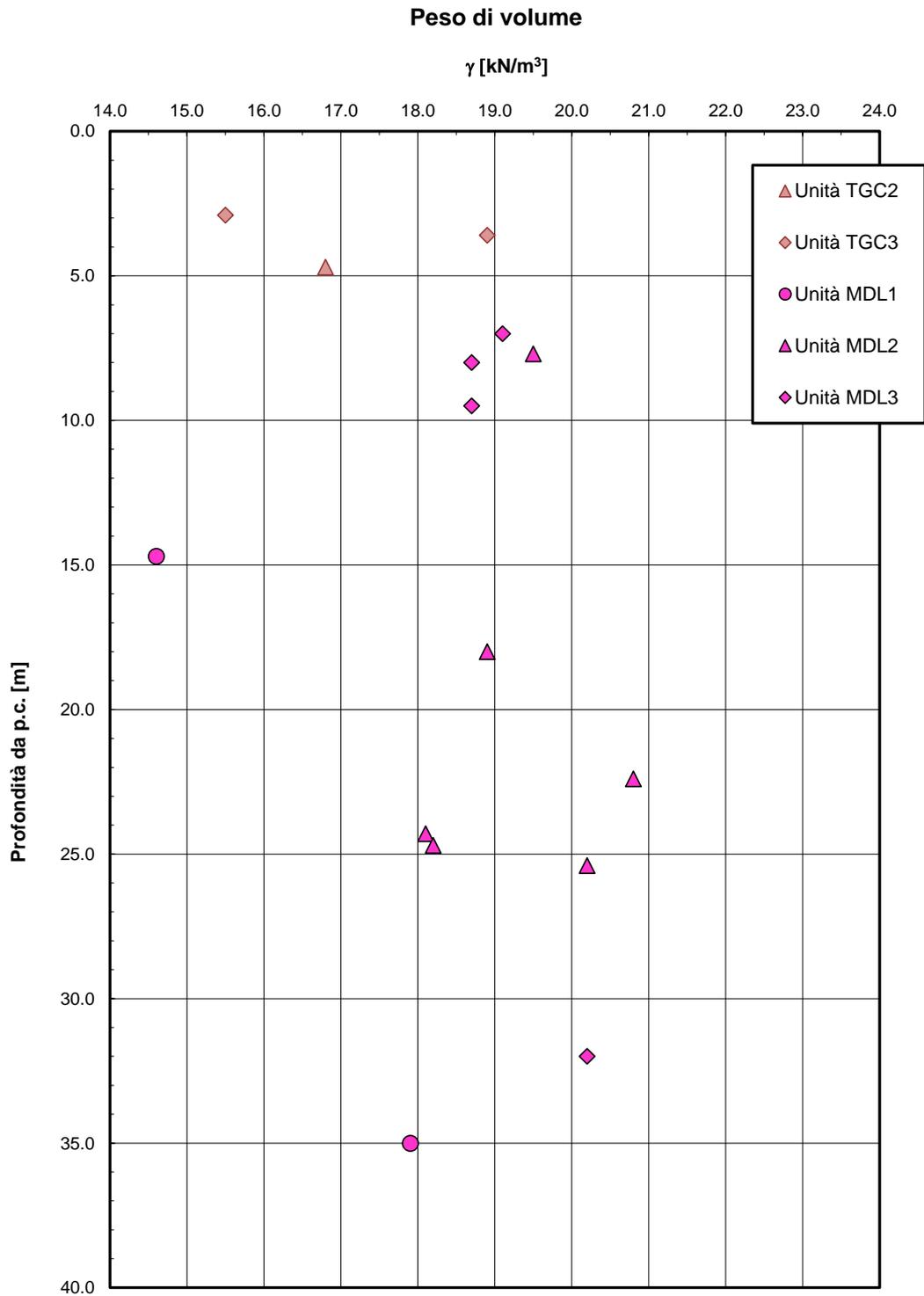


Fig. 166 – Peso di volume naturale

*Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio*

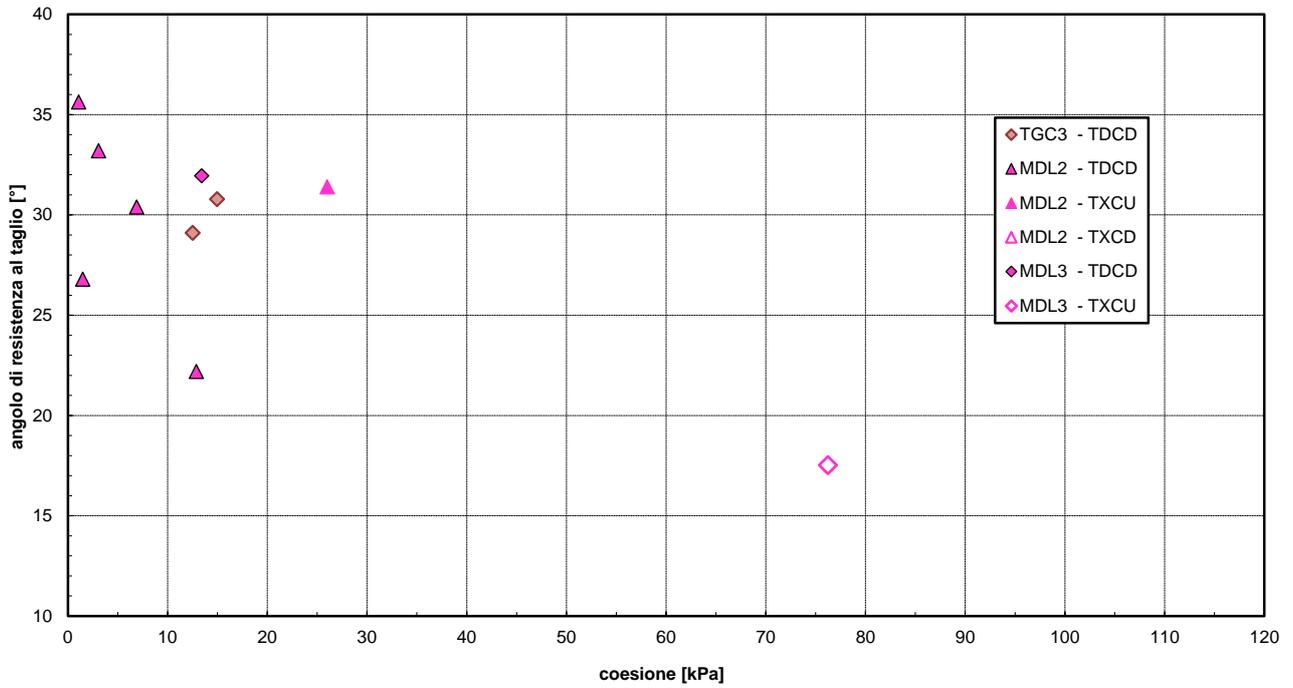


Fig. 167 – Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio

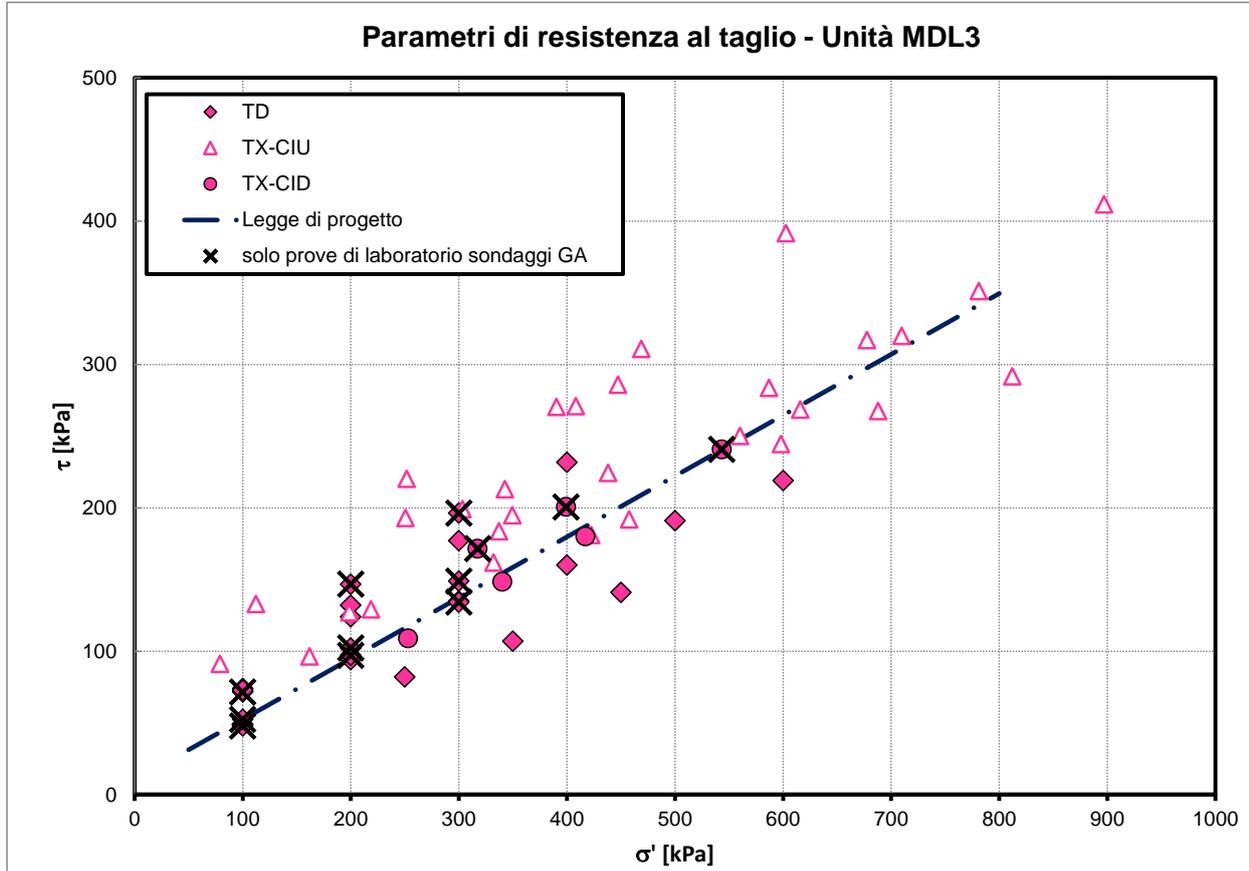


Fig. 168 – Parametri di resistenza al taglio – Unità MDL3

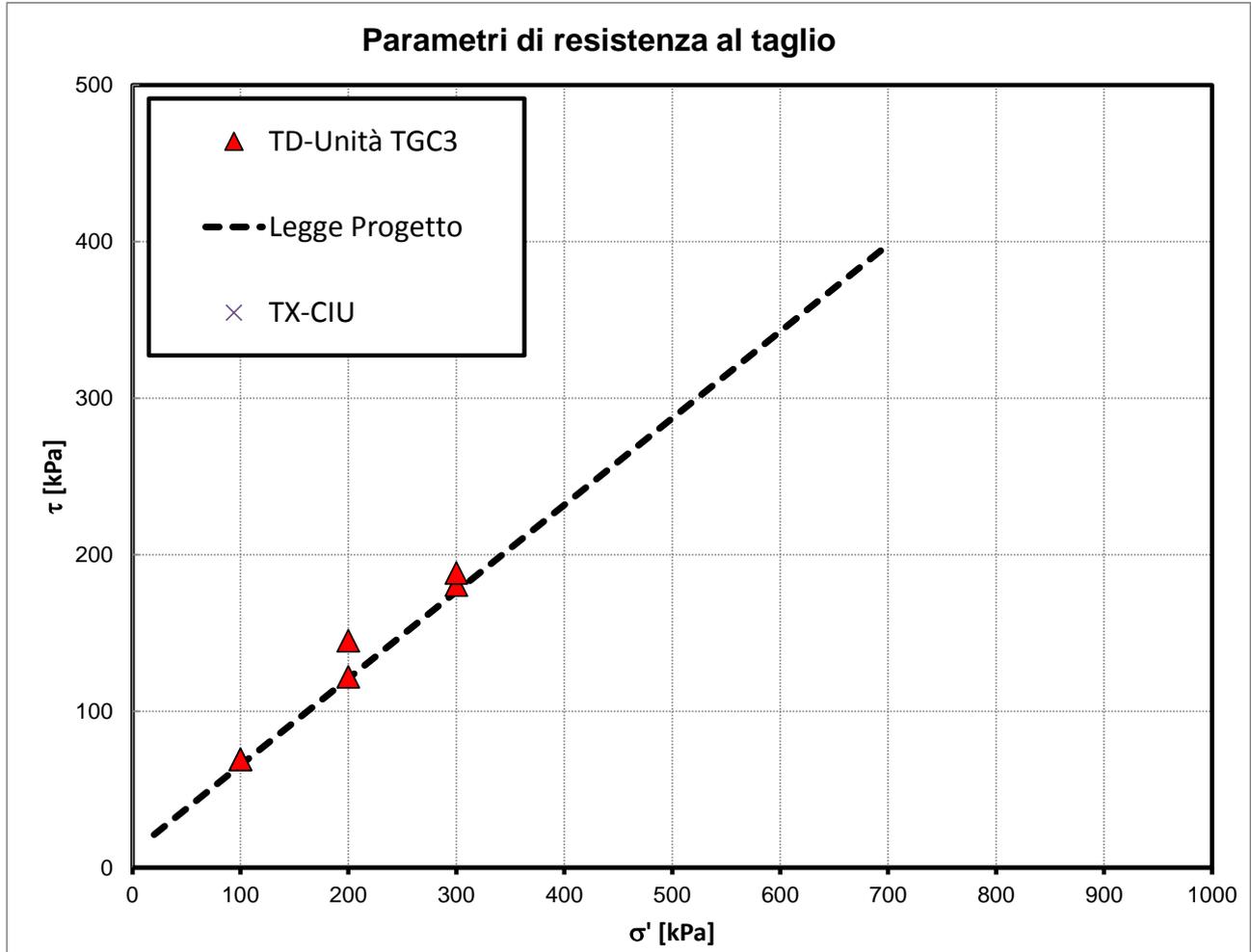


Fig. 169 – Parametri di resistenza al taglio – Unità TGC3

Andamento della resistenza al taglio non drenata

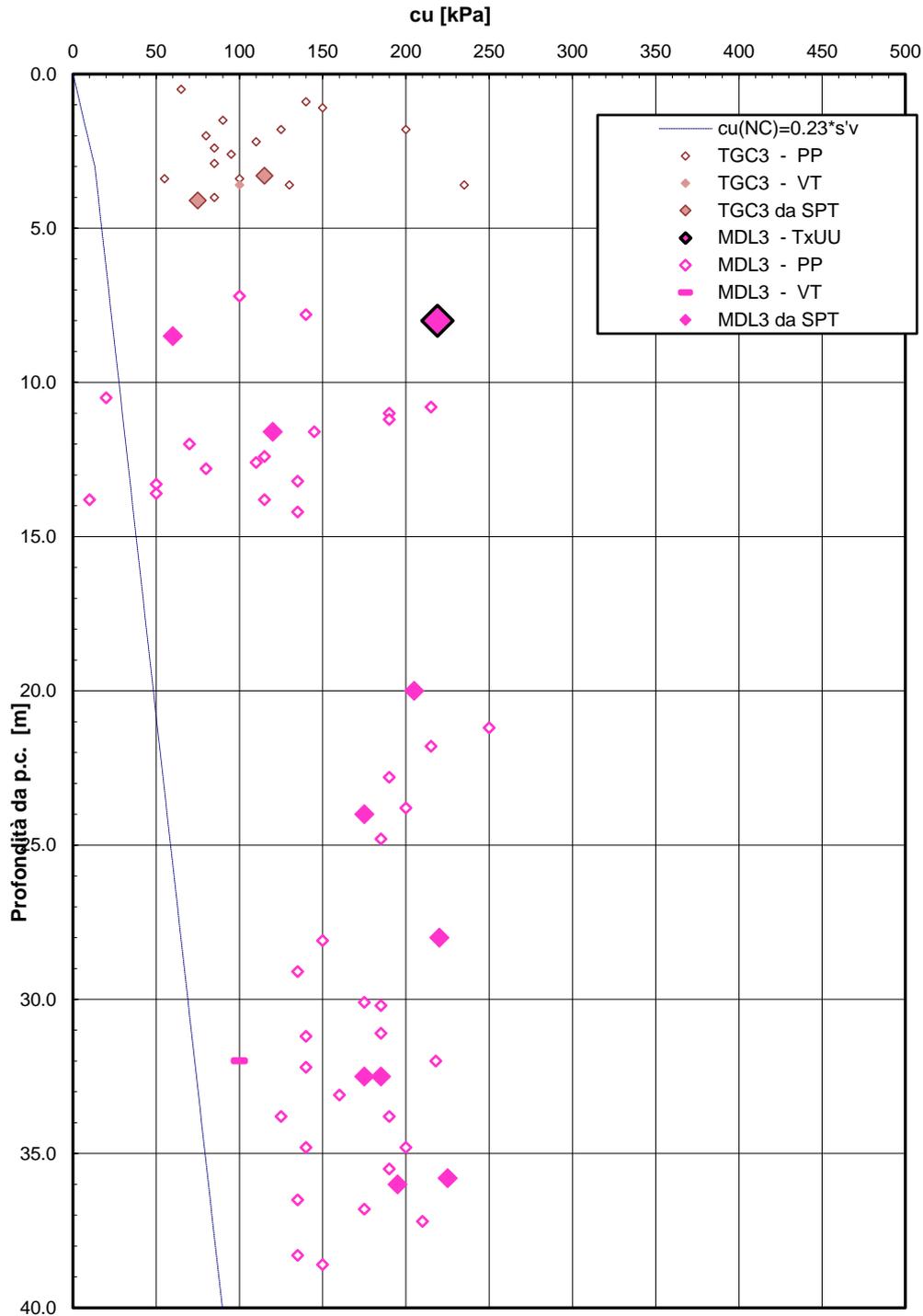


Fig. 170 – Andamento della resistenza al taglio non drenata

**Resistenza a compressione monoassiale**

$\sigma_c$  [MPa]

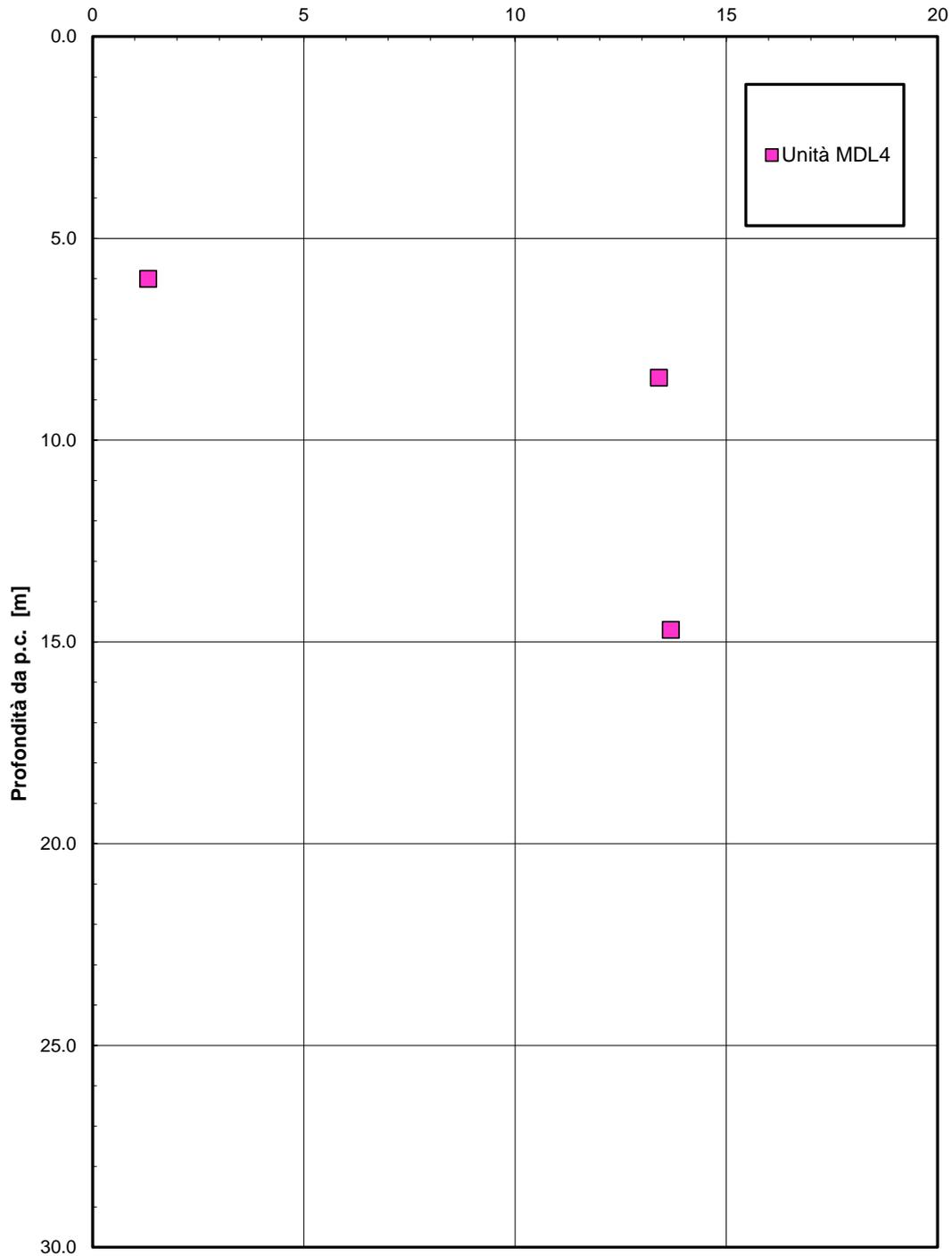


Fig. 171 – Resistenza a compressione monoassiale – Unità MDL4

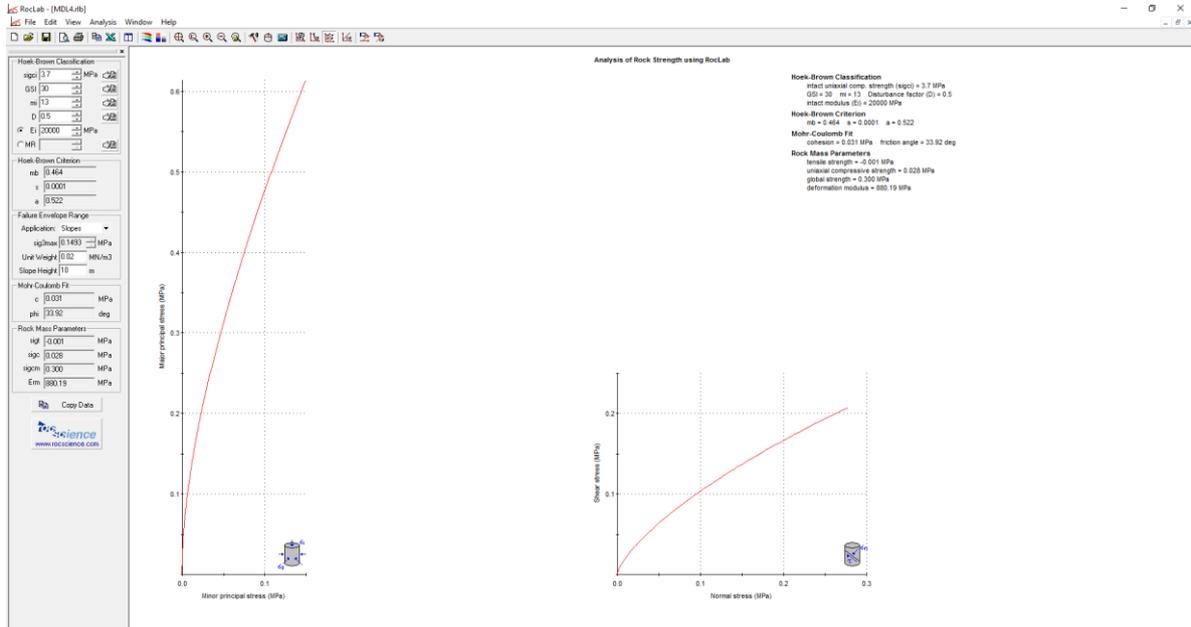


Fig. 172 - Risultati di Hoek e Brown -  $\sigma_{c,10\%}' = 3.7 \text{ MPa}$

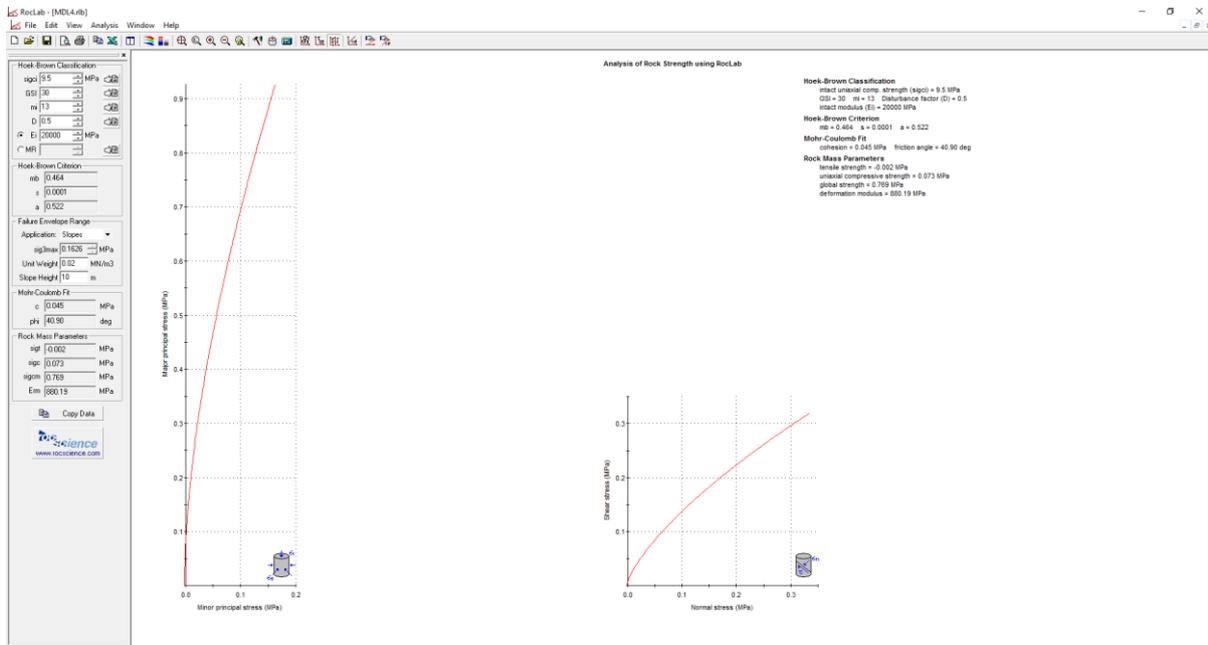


Fig. 173 Risultati di Hoek e Brown -  $\sigma_{c,media}' = 9 \text{ MPa}$

## 8. METODOLOGIE DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE PALI

Nel presente paragrafo si riportano le metodologie di calcolo della capacità portante per i pali trivellati di grande diametro previsti per le opere d'arte maggiori del presente progetto.

### 8.1 Analisi agli stati limite

Le verifiche di capacità portante dei pali vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente (DM 14/01/2008. "Norme tecniche per le costruzioni"). La verifica della capacità portante dei pali è soddisfatta se:

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

essendo

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

dove:

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

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

$R_k$  = valore caratteristico della capacità portante limite del palo.

In particolare le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte con riferimento ad almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

Combinazione 1: A1 + M1 + R1

Combinazione 2 : A2 + M1 + R2

Approccio 2:

Combinazione 1: A1 + M1 + R3

tenendo conto dei coefficienti parziali di riferimento normativo.

La resistenza di progetto a compressione  $R_{c,d}$  è calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  i coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati in tabella seguente , relativi alla condizione di pali trivellati. Il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  a compressione è ottenuto applicando i fattori di

correlazione  $\xi_3$  e  $\xi_4$  (vedasi tabella seguente) alle resistenze di calcolo  $R_{cal}$ ; tali fattori sono funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative.

Per il progetto in esame si considera un coefficiente  $\xi_3$  in funzione del numero di verticali di indagine effettivamente eseguite per ciascuna singola opera (viadotto, ponte, cavalcaferrovia).

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

Tab. 36 – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

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

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

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

Tab. 37 – Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

## 8.2 Metodologia di calcolo

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

$$Q_d = Q_{II} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'_p$$

Dove:

$Q_{ll}$  = portata laterale limite,

$Q_{bl}$  = portata di base limite,

$W'_p$  = peso efficace del palo o del setto (al netto del peso del terreno asportato),

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

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

### Portata laterale

La portata laterale limite viene valutata con la seguente relazione:

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

dove:

$D$  = diametro palo,

$\tau_i$  = tensione di adesione laterale limite nello strato  $i$ -esimo,

$h_i$  = altezza dello strato  $i$ -esimo.

### Depositi incoerenti

La tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo a Burland [1973], può essere valutata in termini di tensioni efficaci, Reese & O'Neill [1988], Chen & Kulhawy [1994], O'Neill & Hassan [1994], può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

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

dove:

$\sigma'_v$  = tensione verticale efficace litostatica,

$\beta$  = coefficiente empirico valutato come  $\beta = k \cdot \tan \varphi'$ ,

$k$  = coefficiente di pressione laterale = 0.6 (compressione);  $k = 0.5$  (trazione);

$\varphi'$  = angolo di resistenza al taglio.

$\tau_{l,max} = 150$  kPa, valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno.

### Depositi coesivi

La tensione tangenziale per i terreni coesivi viene valutata con la seguente espressione:

$$\tau_i = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{i,max}$$

dove:

$c_u$  = resistenza al taglio in condizioni non drenate

$\alpha$  = coefficiente empirico valutato da AGI dicembre 1984,:

$$c_u \leq 25 \text{ kPa} \quad \alpha = 0.90$$

$$25 < c_u < 50 \quad \alpha = 0.80$$

$$50 < c_u < 75 \quad \alpha = 0.60$$

$$c_u \geq 75 \quad \alpha = 0.40$$

$\tau_{i,max} = 100 \text{ kPa}$  per i depositi coesivi alluvionali.

Inoltre per i depositi coesivi si considera:

$$\tau_i \geq 0.23 \cdot \sigma'_v \quad (\text{AGI dicembre 1984}).$$

Dove  $\sigma'_v$  = tensione verticale efficace litostatica.

### Portata di base

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

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

dove:

$A_p$  = area della base del palo,

$q_{bl}$  = portata limite specifica di base.

### Depositi incoerenti

Nei terreni incoerenti, la pressione di base del palo associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo, viene valutata con la relazione di Berezantzev:

$$q_b = N_q \cdot \sigma'_v \leq q_{b,lim}$$

essendo:

$N_q$  = coefficiente in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno;

$\sigma'_v$  = tensione verticale efficace;

$q_{blim}$  = pressione ultima di base massima consigliabile. Nel caso in esame si è fatto riferimento a quanto indicato da Gwizdala, 1984, vedasi seguente tabella.

Tab. 38 - Valori di  $q_{blim}$  secondo Gwizdala [1984]

	$q_{blim}$ (kPa)
GHIAIE	7500
SABBIE	5800
SABBIE LIMOSE	4300

Cautelativamente per le unità in esame si assume:

- nei depositi ghiaioso sabbiosi: unità ba1, bc1, bn1, MDL1:  $N_q = 25$ ,  $q_{umax} = 5800$  kPa.
- nei depositi sabbiosi: unità ba2, bc2, bn2, MDL2, TGC2:  $N_q = 17$ ,  $q_{umax} = 4300$  kPa.

Depositi coesivi

La portata di base limite nei terreni coesivi viene valutata con la seguente relazione:

$$q_{bl} = 9 \cdot c_u + \sigma_v$$

dove:

$c_u$  = resistenza al taglio non drenata,

$\sigma_v$  = tensione totale.

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli descritti precedentemente. In accordo a quanto discusso in Meyerhof (1976) la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi andrà abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo, in accordo a quanto

rappresentato nella figura seguente. In pratica nel caso di terreno stratificato, la mobilitazione dell'intera resistenza di base disponibile è subordinato alla condizione che il palo penetri nello strato portante per almeno 3 diametri; viceversa man mano che la base del palo si avvicina ad uno strato inferiore di minore resistenza, la resistenza comincia a diminuire fino ad uguagliare al confine il valore che compete alla rottura dello strato più debole.

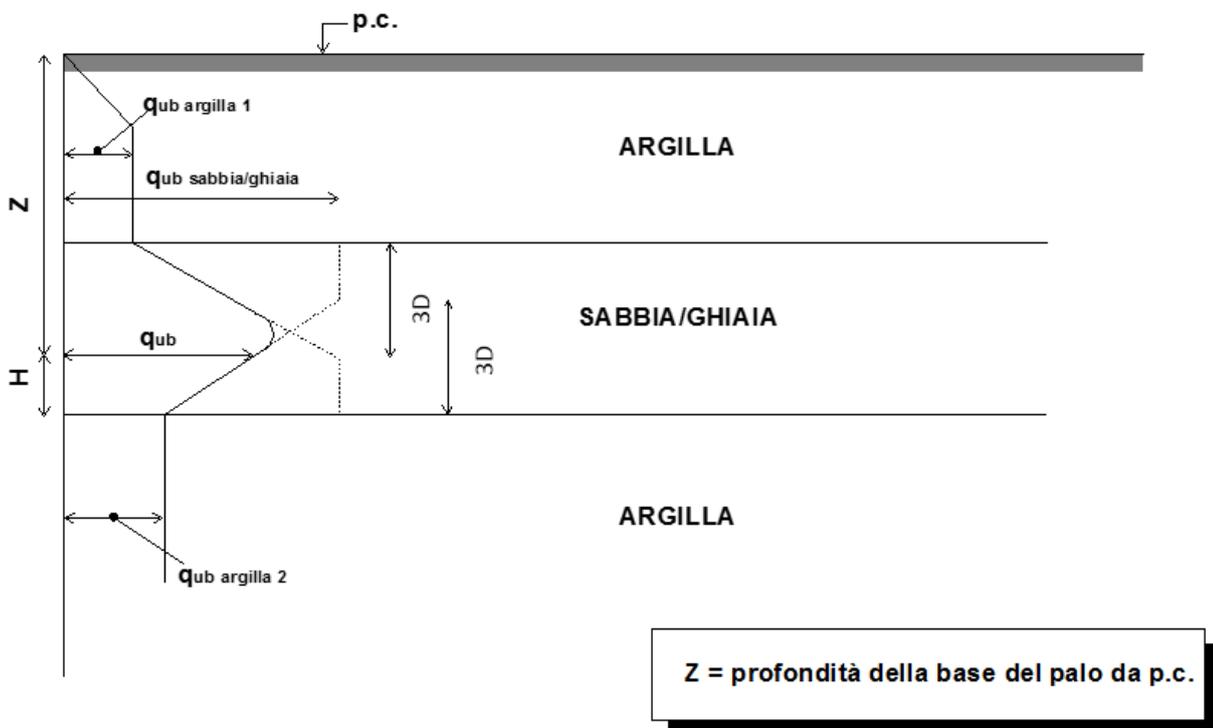


Fig. 174 – Portata limite di base in terreni stratificati (Meyerhof, 1976)

Note:

La lunghezza del palo dovrà essere almeno pari a 10 volte il diametro del palo (D).

Il carico di progetto sul palo dovrà essere compatibile con le caratteristiche resistenti della sezione del palo.

Si verificherà inoltre che la risposta del palo in esercizio sia di tipo "elastico"; verificando un adeguato coefficiente di sicurezza sulla portata ultima per attrito laterale:

- $N_{\max, SLE} < Q_{II} / 1.25$  la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo ( $Q_{II}$ , riportata nelle seguenti tabelle) con un fattore di sicurezza di 1.25.

### 8.2.1 Determinazione della resistenza di progetto a trazione

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

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

dove:

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

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

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

### 8.3 Carico limite verticale di una palificata

Per la valutazione del carico limite verticale di una palificata si devono valutare due diversi meccanismi di rottura:

- Rottura dei singoli pali:  $R_{d,G,1} = N \cdot R_{d, \text{singolo palo}}$
- Rottura del blocco (in particolare per terreni coesivi):  $R_{d,G,2} = R_{d, \text{base blocco}} + R_{d, \text{laterale blocco}}$

La resistenza a carico verticale della palificata è data dal valore minimo delle resistenze valutate per i due meccanismi di rottura elencati:  $R_{d, \text{gruppo}} = \min (R_{d,G,1} ; R_{d,G,2})$ .

Per la valutazione del carico limite verticale di un gruppo di pali si può ricorrere al coefficiente di efficienza  $\eta$  (Azizi, 2000; Fleming et al. 1992;2009) e quindi  $R_{d,G,1} = \eta \cdot N \cdot R_{d, \text{singolo palo}}$ .

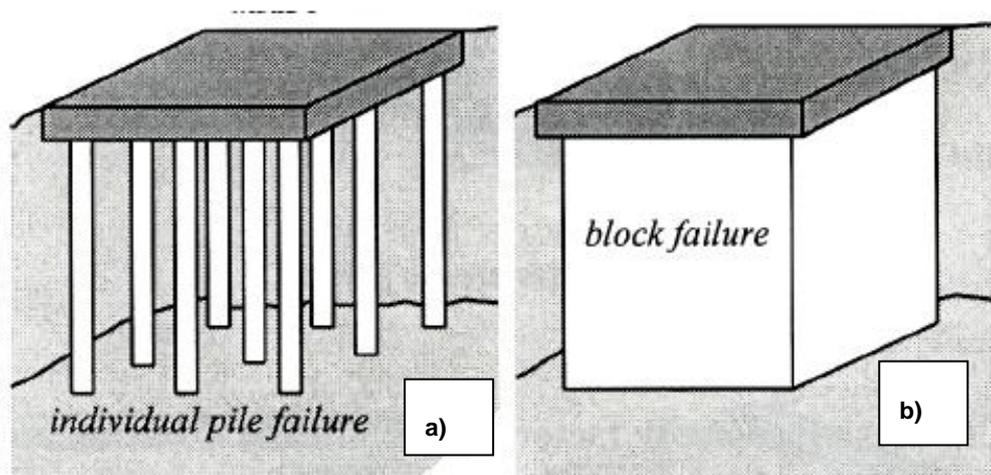


Fig. 175. Carico limite verticale del gruppo di pali

## 9. VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI

### 9.1 Verifica a carico limite orizzontale - Broms

Per la verifica del carico limite orizzontale con la teoria di Broms si considerano pali con rotazione in testa impedita.

Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito al variare del tipo di meccanismo considerato.

In terreni coesivi si ha:

Palo corto: 
$$H = 9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio: 
$$H = -9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo: 
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

dove :

H = carico limite orizzontale del palo;

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE  
OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	RB	GE0001 001	A	293 di 317

cu = resistenza non drenata del terreno;

My = momento di plasticizzazione del palo;

L = lunghezza del palo;

d = diametro del palo.

In terreni incoerenti si ha (vedasi figura seguente):

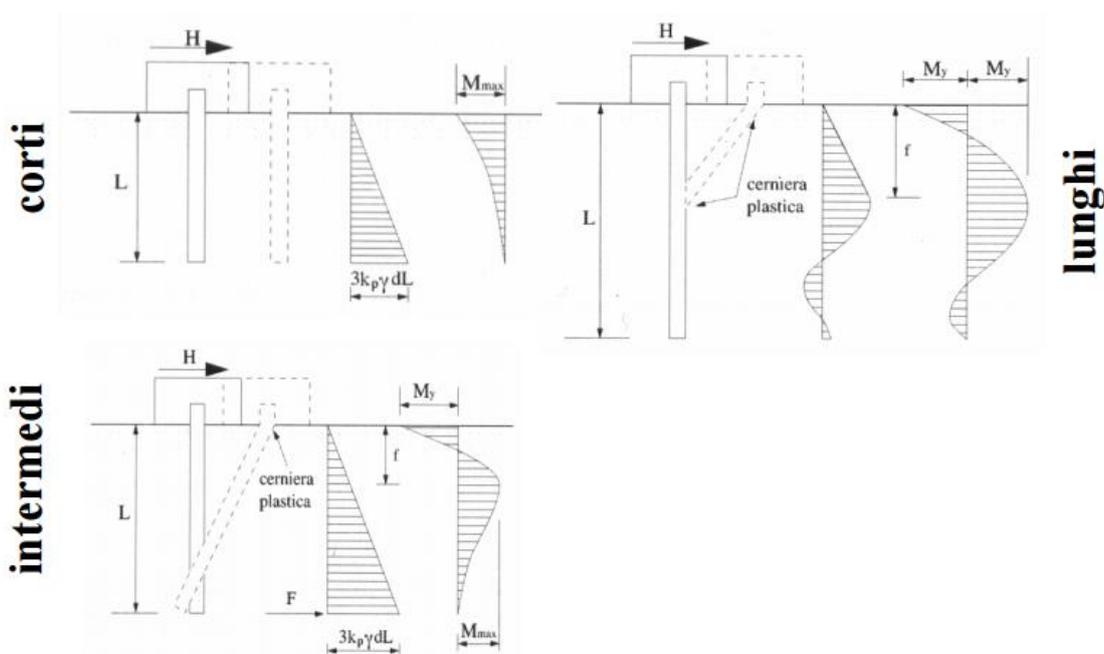
Palo corto: 
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

Palo intermedio: 
$$H = \frac{1}{2}k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo: 
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$

Dove, oltre ai termini già definiti,

kp = coefficiente di spinta passiva.



Il valore di H dovrà essere confrontato con il massimo valore del taglio agente sul palo al variare delle combinazioni ( $V_{pd}$ ); il valore determinato con la teoria di Broms dovrà essere ridotto secondo quanto prevede la normativa vigente.

$$H \lim = \frac{H}{\xi \cdot \gamma_T} \geq V_{pd}$$

dove:

H = valore limite in funzione del meccanismo attivato;

$\xi$  = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate;

$\gamma_T$  = fattore di resistenza laterale secondo la tabella di seguito riportata.

**Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali**

<b>Resistenze Caratteristiche (R)</b>	<b>R1</b>	<b>R2</b>	<b>R3</b>
Resistenza laterale:	1.00	1.60	1.30

### **9.1.1 Verifica a carico limite orizzontale in terreni potenzialmente liquefacibili**

Per la verifica del carico limite orizzontale per i pali di fondazione situati nelle zone dove è stata riscontrata la presenza di lenti sabbiose potenzialmente liquefacibili, la teoria di Broms resta applicabile, ma non sono più utilizzabili le soluzioni semplificate (sopra riportate) disponibili in forma chiusa e/o con abachi adimensionali. Quindi per questi casi, è stata eseguita una apposita verifica con programma FEM non lineare, considerando nello spessore di terreno liquefacibile una pressione orizzontale limite nulla e negli altri strati di terreno curve P-Y non lineari, definibili lungo il fusto del palo e resistenze variabili. Nel caso di terreni potenzialmente liquefacibili, trattandosi di terreni incoerenti, la pressione orizzontale limite viene valutata:  $P = 3 \cdot k_p \cdot \sigma'v$ ; la legge P-Y di mobilitazione non lineare, di tipo iperbolico, meglio descrive il comportamento dei terreni in esame. Il palo, in testa è stato vincolato alla rotazione ( $\varphi=0$  rotazione impedita) ed è stato applicato un carico orizzontale (H) via via incrementato, mobilitando man mano la resistenza laterale disponibile fino a raggiungere il momento di prima plasticizzazione della sezione lungo il palo.

Tale analisi è riportata nella relazione geotecnica sulla liquefazione.

## 10. FONDAZIONI DIRETTE

Nel presente capitolo sono riportate le metodologie di calcolo delle fondazioni dirette utilizzate per il dimensionamento delle fondazioni delle opere d'arte, valutate in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente. Le verifiche delle fondazioni sono riportate nelle relazioni di calcolo di ciascuna opera.

### 10.1 Analisi agli stati limite

Il dimensionamento e la verifica delle fondazioni dirette sarà eseguito in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente.

In particolare le verifiche geotecniche sono state eseguite considerando lo SLV (Stato Limite Salvaguardia Vita) introducendo i coefficienti parziali alle resistenze e/o alle azioni, previsti da normativa.

Le verifiche allo stato limite ultimo verranno condotte con riferimento all'Approccio 2: A1+M1+R3.

In particolare per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) si sono considerati gli SLU di tipo geotecnico (GEO) rimandando al progettista strutturale quelle di tipo strutturale (STR):

- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;
- Collasso per scorrimento sul piano di posa.

La verifica di stabilità globale deve essere eseguita secondo l'Approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2). Nel caso in esame tale verifica non è stata qui documentata perché non dimensionante.

Per ogni stato limite ultimo analizzato deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove  $Ed$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e  $Rd$  il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

I coefficienti parziali di sicurezza utilizzati per i parametri geotecnici, per le azioni e per le verifiche sono riassunti nelle tabelle seguenti.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO.</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE</b> <b>OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1</b>	COMMESSA IF0H	LOTTO 12 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

Tab. 39 – Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (tabella 6.2.I delle NTC)

		Coefficienti	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$		STR	GEO
Carichi permanenti	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

Tab. 40 – Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno (tabella 6.2.II delle NTC)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente all'angolo di resistenza al taglio	Tan $\phi'k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$c'k$	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$C_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1.0	1.0

Tab. 41 – Coeff. parziali per le verifiche agli stati limite ultimi (tabella 6.4.I delle NTC)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

## 10.2 Metodologia di calcolo fondazioni dirette

Il metodo di calcolo della capacità portante adottato è quello descritto in "Lancellotta - Geotecnica - Ed. Zanichelli - 1993" basato sulle indicazioni teoriche di diversi autori (Terzaghi, Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen) che fornisce espressioni analitiche generali per la valutazione della pressione limite di rottura del terreno.

$$P_{lim} = 0.5 \gamma' t B' N_g S_g I_g G_g + c' N_c S_c I_c G_c + q'o N_q S_q I_q G_q$$

dove:

$\gamma' t$  = peso di volume efficace del terreno di fondazione;

$c', \phi'$  = parametri del terreno di fondazione in condizioni drenate;

$B'$  = dimensione efficace della fondazione, funzione dell'eccentricità dei carichi;

$q'o$  = pressione efficace litostatica verticale al livello del piano di posa della fondazione;

$N_g, N_c, N_q$  = Fattori di capacità portante funzione dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi'$ ;

$S_g, S_c, S_q$  = Fattori di forma dipendenti dal rapporto fra le dimensioni dell'impronta della fondazione;

$D_g, D_c, D_q$  = Fattori di profondità funzione del rapporto fra l'approfondimento del piano di posa e le dimensioni reali della fondazione;

$I_g, I_c, I_q$  = Fattori di inclinazione del carico dipendenti dall'inclinazione della risultante dei carichi e dall'adesione sull'area efficace della fondazione;

$G_g, G_c, G_q$  = Fattori di inclinazione del piano campagna;

Atri simboli, impiegati nel seguito:

$B$  = dimensione reale della fondazione;

$L$  = dimensione reale trasversale della fondazione rettangolare;

$A_{ef} = B' \cdot L'$  = area efficace della fondazione

$D_F$  = profondità di posa della fondazione dal piano di campagna;

$D_w$  = profondità della falda dal piano di campagna;

$\gamma_n$  = peso di volume naturale del terreno di fondazione;

$\gamma'$  = peso di volume efficace del terreno di fondazione;

$\alpha$  = inclinazione del piano di posa;

$\beta$  = inclinazione del piano di campagna;

$c_a$  = coesione di adesione fondazione terreno  $\leq c'$

$F_z$  = carico verticale (applicato al centro dell'impronta di fondazione);

$F_x$  = carico orizzontale (applicato alla quota di posa della fondazione), parallelo alla direzione di  $B$ ;

$F_y$  = carico orizzontale (applicato alla quota di posa della fondazione); parallelo alla direzione di  $L$ ;

$M_X$  = momento flettente (nel piano parallelo alla direzione di  $B$ );

$M_Y$  = momento flettente (nel piano parallelo alla direzione di  $L$ ).

Vedasi figure esplicative seguenti.

Le dimensioni efficaci della fondazione sono valutate tramite le seguenti espressioni (Meyerhoff, 1953):

$$B' = B - 2 \cdot M_x / F_z$$

$$L' = L - 2 \cdot M_y / F_z$$

Il metodo di calcolo dei fattori di capacità portante è basato sulle indicazioni teoriche di diversi autori (Terzaghi, Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen) che fornisce espressioni analitiche generali per la valutazione della pressione limite di rottura del terreno.

Per i fattori di capacità portante  $N_q$  e  $N_c$  si fa riferimento alle espressioni ricavate analiticamente da Prandtl (1921) e Reissner (1924). Per il fattore  $N_\gamma$  si fa riferimento all'espressione proposta da Caquot e Kérisel (1953):

$$N_q = \tan^2 (\pi/4 + \varphi'/2) \cdot e^{\pi \tan \varphi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

Per i coefficienti di forma si adottano le seguenti espressioni:

$$s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot (B'/L') \cdot K_p$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot (B'/L') \cdot K_p$$

$$s_q = s_g$$

in cui:

$$K_p = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi')$$

Si assume:

$$B'/L' \leq 1.0.$$

$$s_\gamma = s_c = s_q = 1 \quad \text{per fondazione nastriforme}$$

Per tener conto dell'approfondimento del piano di posa si adottano le seguenti espressioni:

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2 \cdot k$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \cdot \tan \varphi')$$

essendo:

$$k = (DF / B) \quad \text{per } DF / B \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} (DF / B) \quad \text{per } DF / B > 1.$$

Per tener conto dell'inclinazione del carico si adottano le seguenti espressioni:

$$i_\gamma = [1 - FX / (FZ + Aef \cdot ca \cdot \cot \varphi')]^{m+1}$$

$$i_q = [1 - FX / (FZ + Aef \cdot ca \cdot \cot \varphi')]^m$$

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE  
OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 1**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	RB	GE0001 001	A	299 di 317

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \varphi')$$

$$m = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$$

Per tener conto dell'inclinazione del piano di posa (angolo  $\alpha$ ) si adottano le seguenti espressioni:

$$bq = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2$$

$$b\gamma = bq$$

$$bc = bq - (1 - bq) / (N_c \cdot \tan \varphi')$$

Per tener conto dell'inclinazione del piano campagna (angolo  $\beta$ ) si adottano le seguenti espressioni:

$$gq = (1 - \tan \beta)^2$$

$$g\gamma = gq$$

$$gc = gq - (1 - gq) / (N_c \cdot \tan \varphi')$$

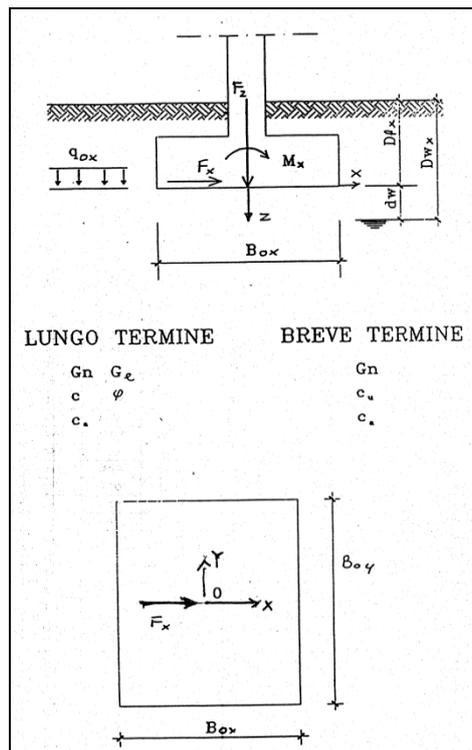


Fig. 176 – Schema per la verifica della capacità portante

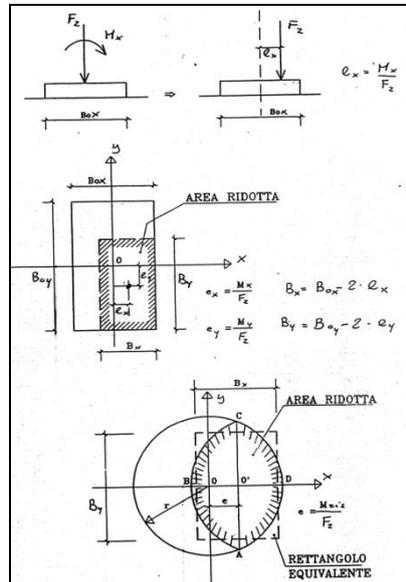


Fig. 177 --. Aree di impronta ridotte in presenza di carichi eccentrici (Meyerhof, 1953)

### 10.2.1 Metodologia di analisi dei cedimenti

Il calcolo dei cedimenti, per terreni poggianti su terreni di elevate caratteristiche meccaniche (es substrati litoidi e semilitoidi), viene eseguito con formule dedotte dalla teoria della elasticità, considerando l'impronta rigida. Nel seguito si riportano le formule adottate, dedotte da: "Stochastic Response of Foundations" A. Pais, E. Kausel feb. 1985 – Research Report R85-6 – LNEC and INVOTAN Portugal); elaborate, con procedimento numerico approssimato, per impronte rigide su semispazi elastici.

per impronta circolare:

$$d_z = F_z / K_z \quad \text{cedimento verticale,}$$

$$d_h = F_h / K_h \quad \text{cedimento orizzontale,}$$

$$r = M / K_r \quad \text{rotazione;}$$

$$K_z = 4 G R / (1-\nu) \cdot [1 + 0.54 Df/R] .$$

$$K_h = 8 G R / (2-\nu) \cdot [1 + 0.54 Df/R] .$$

$$K_r = 8 G R^3 / [3 (2-\nu)] \cdot [1 + 2.3 Df/R + 0.55 (Df/R)^3]$$

dove:

G = modulo di deformazione di taglio =  $E / [2 (1+\nu)]$ ,  
E = modulo elastico: operativo, per il livello di deformazione atteso,  
 $\nu$  = coefficiente di Poisson,  
R = raggio dell'impronta circolare,

Df = immersione della fondazione nel substrato.

per impronta rettangolare (vedasi figura seguente):

$$d_z = F_z / K_z \quad \text{cedimento verticale,}$$

$$d_x = F_x / K_x; \quad d_y = F_y / K_y \quad \text{cedimenti orizzontali,}$$

$$r_x = M_x / K_{rx}; \quad r_{xy} = M_{xy} / K_{ry} \quad \text{rotazioni;}$$

$$K_z = G B / (1-\nu) \cdot [3.1 L/B^{0.75} + 1.6] \cdot [1 + (0.25 + 0.25 / (L/B)) \cdot (Df/B)^{0.8}]$$

$$d_h = [1 + (0.33 + 1.34 / (1+L/B)) \cdot (Df/B)^{0.8}]$$

$$K_x = G B / (2-\nu) \cdot [6.8 L/B^{0.65} + 2.4] \cdot d_h$$

$$K_y = G B / (2-\nu) \cdot [6.8 L/B^{0.65} + 2.4 + 0.8 (L/B - 1)] \cdot d_h$$

$$K_{rx} = G B^3 / (1-\nu) \cdot [3.2 L/B + 0.8] \cdot [1 + Df/B + 1.6 / (0.35 + L/B) (Df/B)^2]$$

$$K_{ry} = G B^3 / (1-\nu) \cdot [3.73 (L/B)^{2.4} + 0.27] \cdot [1 + Df/B + 1.6 / (0.35 + (L/B)^4) (Df/B)^2]$$

dove, per i simboli non ancora definiti:

$$L = B_x / 2 \quad \text{semilato maggiore}$$

$$B = B_y / 2 \quad \text{semilato minore.}$$

Per aree di impronta parzializzate (parzialmente distaccate) si considerano aree equivalenti a quelle effettivamente reagenti.

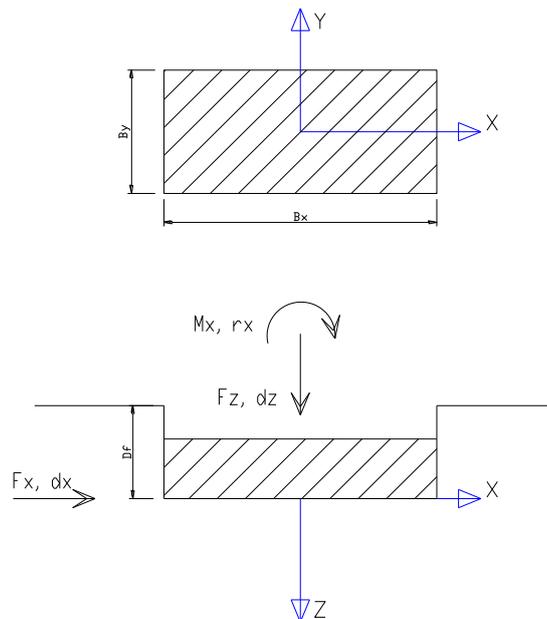


Fig. 178 -schema

Lo spessore della zona compressibile ( $H_c$ ) verrà valutato sulla base delle seguenti considerazioni: il valore di  $H_c$  dipende principalmente dalle dimensioni e dalla forma della fondazione, dal reale profilo del modulo di Young con la profondità e dal livello di mobilitazione di resistenza al taglio indotto dall'applicazione dei carichi.

In questa sede, nel calcolo dei cedimenti, verrà ipotizzato dal lato della sicurezza quanto segue:

- Fondazioni quadrate o circolari  $\Rightarrow H_c = 2.0 \cdot B$
- Fondazioni nastriformi ( $L/B > 10$ )  $\Rightarrow H_c = 3.5 \cdot B$
- Fondazioni rettangolari ( $L/B < 10$ )  $\Rightarrow H_c$  variabile linearmente tra  $2.0 \cdot B$  e  $3.5 \cdot B$ .

Dove  $B$  è la dimensione minore della fondazione ed  $L$  è la dimensione maggiore.

La stima dei cedimenti verrà svolta considerando nell'ambito dello spessore compressibile  $H_c$ , il valore del modulo elastico di deformazione "operativo" ( $E'_{op}$ ), valutato a partire del modulo elastico a piccole deformazioni ( $E_0$ ) che deriva dalla caratterizzazione geotecnica, fatta sulla base delle indagini eseguite. In particolare per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni dirette si assumerà  $E'_{op} = E_0 / (5 \div 10)$ .

La valutazione delle deformazioni massime della fondazione diretta su terreno consolidato verrà eseguita allo stesso modo considerando nello spessore di terreno consolidato un modulo di deformazione equivalente ( $E'_{eq}$ ), valutato attraverso la seguente relazione:

$$E'_{eq} = E' + E_c \cdot A_c / A_i$$

dove:

$E_{op}'$  = modulo del terreno naturale

$E_c$  = modulo della colonna jet grouting e / o del palo

$A_c$  = area della colonna jet grouting e / o del palo

$A_i$  = area di influenza della colonna jet grouting e/ o del palo  $\cong A_{plinto} / n$

$n$  = numero colonne jet grouting e/o del palo

### 10.3 DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO ALLA WINKLER PER ANALISI STRUTTURALI

Per le analisi d'interazione struttura-terreno in direzione verticale, il coefficiente di sottofondo alla Winkler può essere determinato con la seguente relazione:

$$k_w = \frac{E}{(1 - \nu^2) \cdot B \cdot c_t}$$

dove:

E = modulo di deformazione elastico del terreno;

$\nu$  = coefficiente di Poisson = 0.3;

B = larghezza della fondazione.

$c_t$  = fattore di forma, coefficiente adimensionale ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (vedasi tabella seguente).

Fondazione Rigida	$c_t$
- rettangolare con $L/B \leq 10$	$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$
- rettangolare con $L/B > 10$	$c_t = 2 + 0.0089 (L/B)$
dove L é il lato maggiore della fondazione.	

Sulla base della geometria della fondazione e delle condizioni geotecniche locali verrà valutato il modulo di deformazione elastico per il calcolo dei coefficienti di sottofondo.

In particolare il modulo di deformazione elastico potrà essere determinato dal modulo di deformazione elastico iniziale ( $E_0$ ) come  $E' = E_0 / (5 \div 10)$ , dove  $E_0$  è valutato nell'ambito dello spessore compressibile della fondazione esaminata ( $H_c$ ).

Lo spessore della zona compressibile ( $H_c$ ) dipende principalmente dalle dimensioni e dalla forma della fondazione, dal reale profilo del modulo di Young con la profondità e dal livello di mobilitazione di resistenza al taglio indotto dall'applicazione dei carichi. In questa sede, nel calcolo dei cedimenti, verrà ipotizzato dal lato della sicurezza quanto segue:

Fondazioni quadrate o circolari  $\Rightarrow H_c = 2.0 \cdot B$

Fondazioni nastriformi ( $L/B > 10$ )  $\Rightarrow H_c = 3.5 \cdot B$

Fondazioni rettangolari ( $L/B < 10$ )  $\Rightarrow H_c$  variabile linearmente tra  $2.0 \cdot B$  e  $3.5 \cdot B$ .

Si consiglia comunque di far variare il coefficiente di sottofondo alla Winkler ( $k_w$ ), così determinato, entro un range significativo di valori, al fine di involuppare le condizioni strutturali peggiori.

## 11. PIANO DI POSA

Sulla base dei risultati delle indagini geotecniche in sito (sondaggi e pozzetti esplorativi) è stato possibile individuare lo spessore di coltre vegetale e quindi il trattamento idoneo per la formazione del piano di posa dei rilevati in progetto.

Lo spessore minimo per la formazione del rilevato ferroviario è di 0.50 m (scotico): dovrà comunque essere asportato tutto lo spessore di terreno vegetale. Qualora, raggiunto il piano di posa previsto, si rinvenisse ancora coltre vegetale o comunque terreno rammollito, non idoneo ai requisiti progettuali quale piano di posa, si dovrà provvedere a bonifica e sostituzione con materiale idoneo.

Nella seguente tabella si riassumono gli spessori di scotico+bonifica previsti per i rilevati ferroviari in progetto.

Per le trincee, il terreno in situ a fondo scavo potrà essere utilizzato come piano di posa dello strato supercompattato unicamente se risulta appartenere ai gruppi A1, A3 (con coefficiente di disuniformità maggiore di 7) o A2-4 della classificazione UNI 11531-1/2014. Esso dovrà essere costipato in modo da ottenere una densità secca non inferiore al 95% della densità massima, ottenuta per quella terra con la prova di costipamento AASHTO modificata (UNI EN 13286-2). Il modulo di deformazione non dovrà essere inferiore a 40 MPa. In ogni caso, dopo la compattazione, il terreno del piano di posa dovrà avere sulla sommità dello strato supercompattato un modulo di 80 MPa misurato con prova di carico su piastra al primo ciclo di carico nell'intervallo 0.25 MPa – 0.35 MPa.

Per le trincee in esame si osserva che in alcuni tratti il terreno presente al piano di posa è coesivo argilloso limoso (unità b2, unità bc3) e quindi sicuramente non idoneo quale piano di posa. Quindi in questi tratti si prevede bonifica mediante sostituzione dei terreni al di sotto dello strato supercompattato, per uno spessore di 0.50 m. Il materiale del rinterro dovrà essere protetto con geotessile rivoltato per un metro. Per i restanti tratti in trincea non si prevede bonifica.

Tab. 42 – Spessori scotico+bonifica - rilevati

Progressive		WBS	scotico [m]	bonifica [m]	
da	a				
16+500	16+600	TR01	-	-	
16+600	16+725	RI01	0.5	-	
16+725	16+750	TR02	-	-	
16+750	17+050	TR02	-	0.5	unità b2
17+050	17+200	TR02	-	-	
17+200	17+391	RI02	0.5	-	
17+430	17+633	RI03	0.5	-	
17+656	18+640	RI04, RI05	0.5	-	
18+657	18+800	RI06	0.5	-	
18+800	19+182	RI06	0.5	0.3	
19+182	19+398	TR03	-	-	
19+418	19+600	TR04	-	-	
19+600	19+671	TR04	-	0.5	unità b2
19+671	19+741	RI07	0.5	-	
19+775	19+837	RI08	0.5	-	
19+837	20+050	TR05	-	-	
20+050	20+474	RI09, RI10	0.5	-	
21+238.5	22+142	RI11, RI12	0.5	-	
22+164.5	22+265	RI13	0.5	-	
25+200	25+784	RI14, RI15, RI16	0.5	-	
25+813	26+306	RI17	0.5	-	
26+318	27+800	TR06, TR07, TR08, TR09	-	0.5	unità b2
27+800	28+146	RI18	0.5	-	
28+164	28+300	RI19	0.5	0.3	
28+300	28+455	RI19	0.5	-	
28+467.5	28+650	RI20	0.5	-	
28+650	28+810	TR10	-	-	
30+426	30+484	TR11	-	0.5	unità b2
30+500	31+000	RI21, VI22	0.5	0.3	
31+000	31+467	RI22, RI23	0.5	-	
31+732.5	31+917	RI24, RI25	0.5	-	
31+952	32+715	RI26, RI27, RI28	0.5	-	
32+715	32+933.7	TR12	-	-	
33+893	34+038	RI29	0.5	-	
34+107	34+173	RI30	0.5	-	
34+343	34+464	RI31, RI32	0.5	-	
34+815	34+864	RI33	0.5	-	
34+887	34+912	RI34	0.5	-	
36+900	37+275	RI35	0.5	-	
36+750	36+847	TR15	-	0.5	b2, bc3
37+305	38+100	TR16	-	0.5	bc3
38+100	38+200	RI36	0.5	0.3	
38+200	38+413	RI36	0.5	-	
38+443	38+550	RI37	0.5	-	
38+550	38+650	TR17	-	-	
38+650	38+700	RI38	0.5	-	
38+718	38+824	RI39	0.5	0.3	
38+824	39+440	TR18, TR19	-	-	
39+440	39+546	TR19	-	0.5	unità b2
39+546	39+856	RI40, RI41	0.5	-	
39+856	40+133	TR20, TR21	0.5	-	
40+133	40+482	TR21, TR22, TR23	-	-	
40+482	40+938.5	RI42	0.5	-	
41+210	41+400	RI43	0.5	-	
41+400	41+760	TR24	-	-	
42+224	42+521	RI44	0.5	-	
43+000	43+075	RI45	0.5	-	
43+075	43+134	TR25	-	0.5	unità b2
45+725	46+578	TR26, TR27	-	0.5	unità b2/SGla

## 12. RIUTILIZZO DEI TERRENI DA SCAVO

Secondo la recente normativa in materia ambientale, le terre e le rocce provenienti da attività di scavo (TRS) non sono classificate come rifiuti e pertanto, a seguito di determinate verifiche condotte in seno al piano di gestione e riutilizzo delle TRS, possono essere reimpiegate quali materiali da costruzione per rilevati, trincee, riempimenti.

I requisiti fisico-meccanici dei terreni richiesti per la costruzione delle varie tipologie di opere in terra sono forniti dalla classificazione HRB-AASHTO (CNR-UNI 10006), in conformità della quale sono stati identificati alcuni campioni di terreno prelevati dalle cassette dei sondaggi/pozzetti esplorativi. In questo modo si può valutare la possibilità del reimpiego, da un punto di vista geotecnico, dei terreni appartenenti alle singole unità geotecniche quale materiale da costruzione e la destinazione più appropriata.

Nella seguente tabella e successive figure si riporta una sintesi dei risultati delle analisi di classificazione dei materiali dei campioni di laboratorio, da cui si delinea per ogni singola unità la classe prevalente ai fini di un recupero delle terre.

	NUMERO CAMPIONI - CLASSIFICAZIONE CNR UNI 10006												
	A1		A2				A3	A4	A5	A6	A7		A8
	A1-a	A1-b	A2-4	A2-5	A2-6	A2-7	A3	A4	A5	A6	A7-5	A7-6	A8
ba1	7	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ba2	0	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0
ba3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	1	0
bc1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
bc2	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
bc3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	4	0
bn1	4	5	5	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
bn2	0	2	1	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0
bn3	0	0	0	0	0	0	0	1	0	2	1	3	0
MDL1	5	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MDL2	0	1	12	0	2	0	0	5	0	2	0	2	0
MDL3	0	0	0	0	0	0	0	5	0	16	2	22	0
TGC2	0	0	3	0	0	0	0	3	0	0	0	0	0
TGC3	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0
ALVa	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	6	9	0
ALVb	0	0	2	0	6	1	0	1	0	1	0	4	0
ALVc	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SGIa	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	4	0
SGIb	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0

Le unità ba1, bc1, bn1, MDL1 sono generalmente costituite da terreni A1-a, A1-b, A2-4, quindi sono materiali riutilizzabili tal quali.

Le unità ba2, bc2, bn2, MDL2 sono un po' più variabili granulometricamente ed in base al contenuto di fine passano da classe A2-4 a

Le unità ba3, bc3, bn3, MDL3, TGC3 sono generalmente costituite da terreni A6, A7-6, A7-5, in sub-ordine A4 e quindi il materiale non è riutilizzabile tal quale, se non previo trattamento (ad es. a calce).

Per le formazioni di base prevalentemente pelitiche (unità ALVa, SGIa) prevale la classe A7-6, A7-5, in sub-ordine A4 e quindi il materiale non è riutilizzabile tal quale.

Per le formazioni di base in cui si alternano marne e calcari (unità ALVb) predomina la classe A2-6 e A7-6 ed in sub-ordine va da A2-4, A2-7, A4, A6.

Sull'unità SGIb si ha un solo campione: A4.

Sull'unità ALVc si ha classe A1-a, A2-4, quindi previa frantumazione il materiale è riutilizzabile.

**Unità ba1**  
Depositi alluvionali attuali e recenti: ghiaia sabbiosa

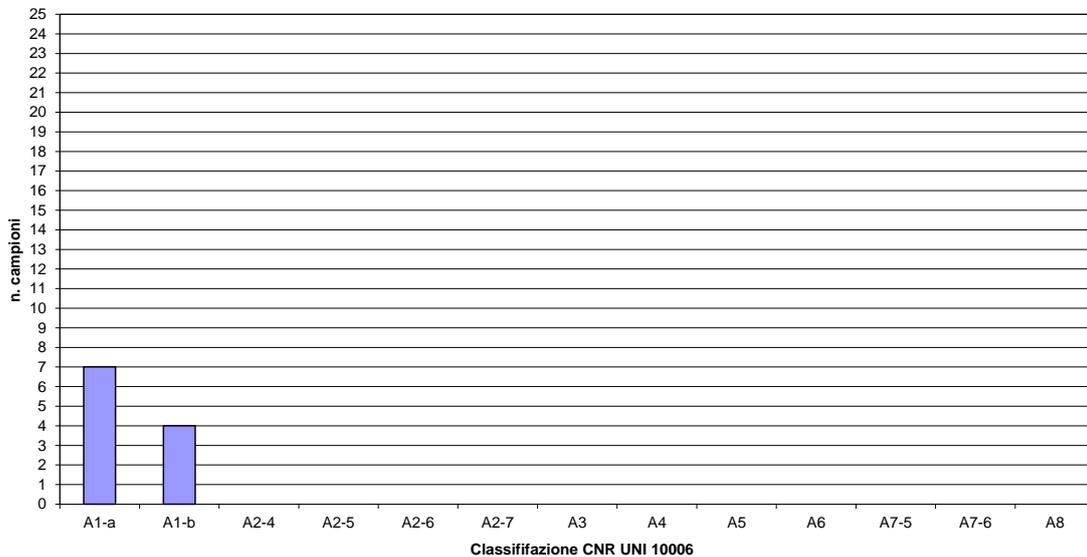


Fig. 179 – Classificazione campioni terreno unità ba1 – ghiaia sabbiosa

**Unità ba2**  
Depositi alluvionali attuali e recenti: sabbia, sabbia limosa

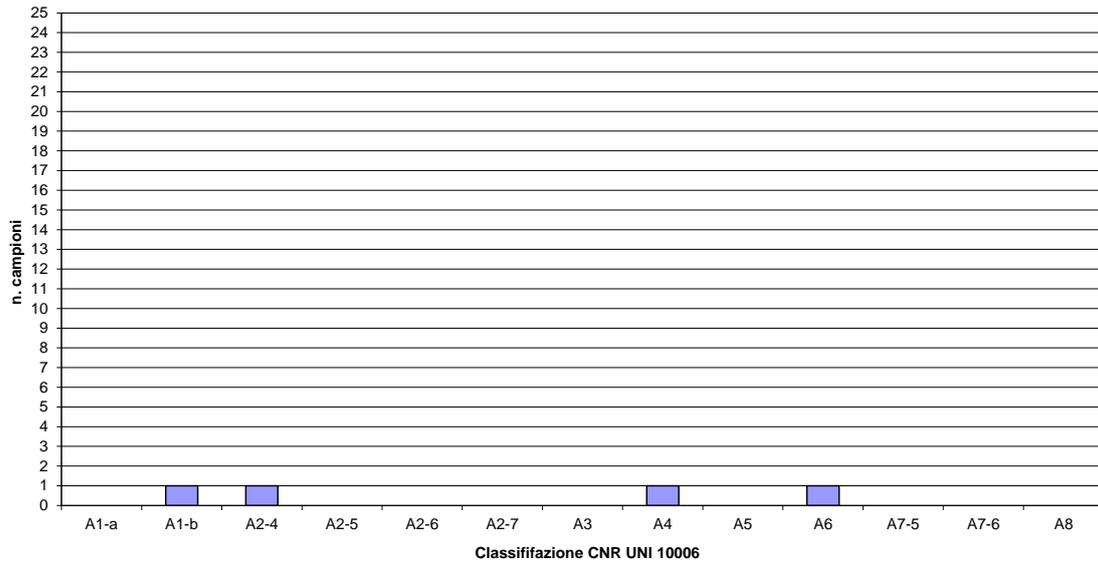


Fig. 180 – Classificazione campioni terreno unità ba2 – sabbia

**Unità ba3**  
Depositi alluvionali attuali e recenti: argilla limosa

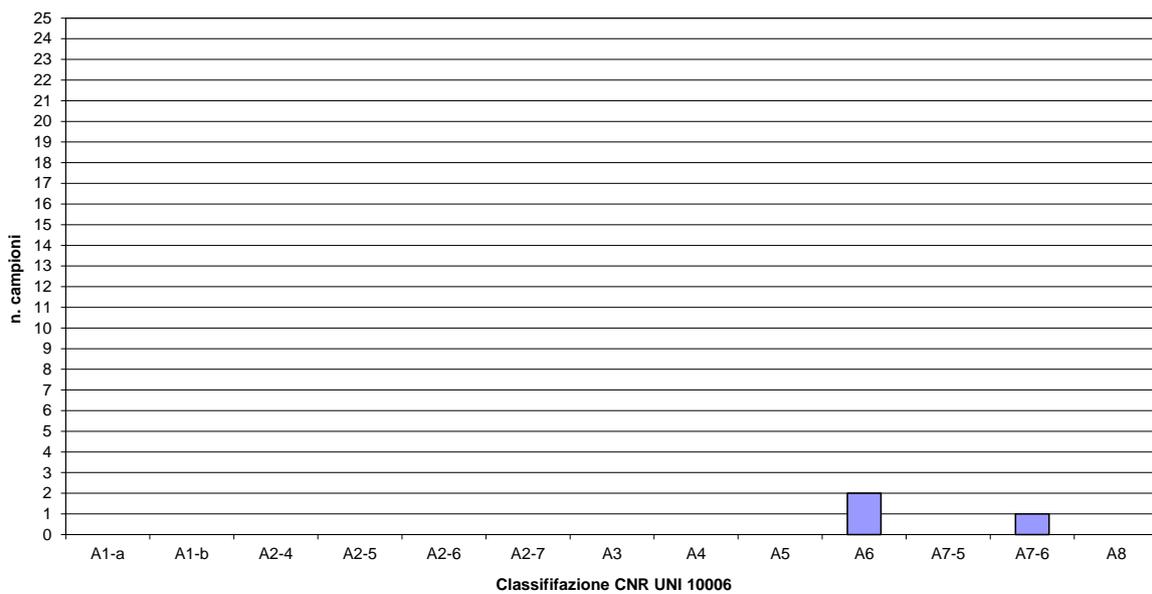


Fig. 181 – Classificazione campioni terreno unità ba3 – argilla limosa

**Unità bc1**  
Depositi alluvionali antichi: ghiaia sabbiosa

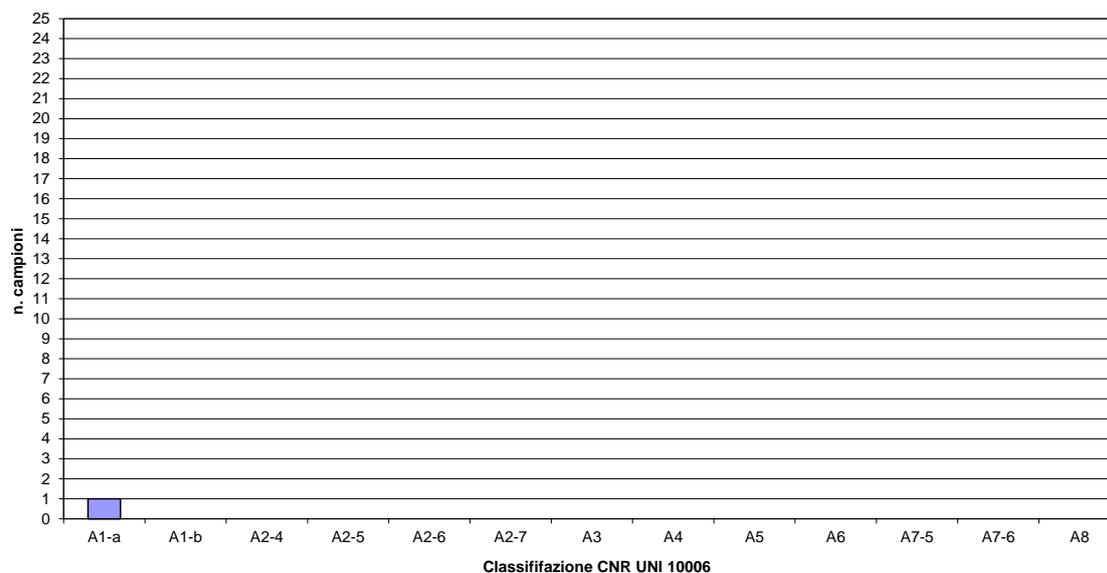


Fig. 182 – Classificazione campioni terreno unità bc1 –ghiaia sabbiosa

**Unità bc2**  
Depositi alluvionali antichi: sabbia, sabbia limosa

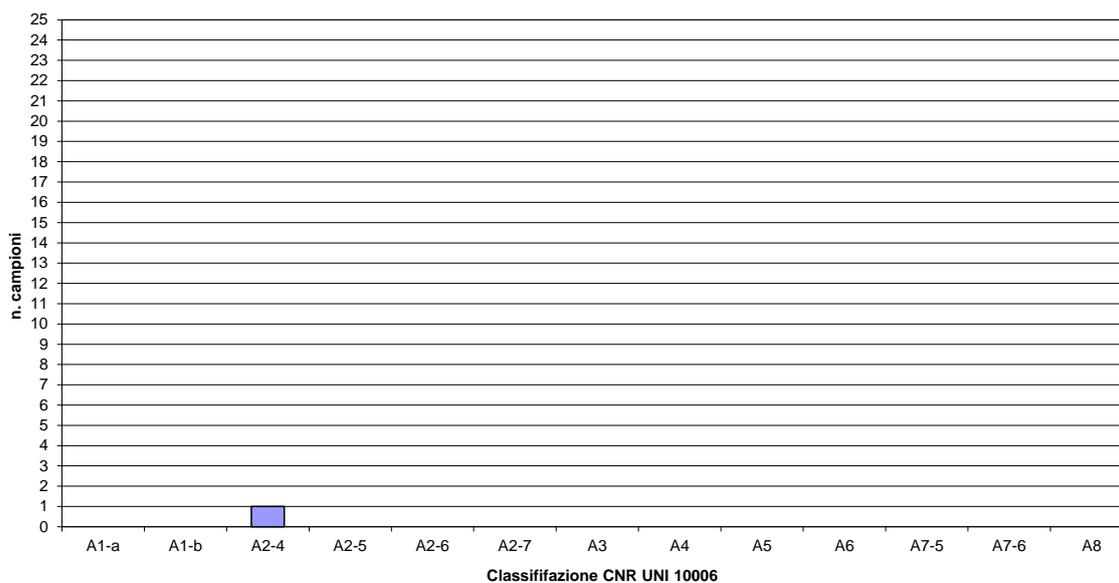


Fig. 183 – Classificazione campioni terreno unità bc2 –sabbia

Unità bc3  
Depositi alluvionali antichi: argilla limosa

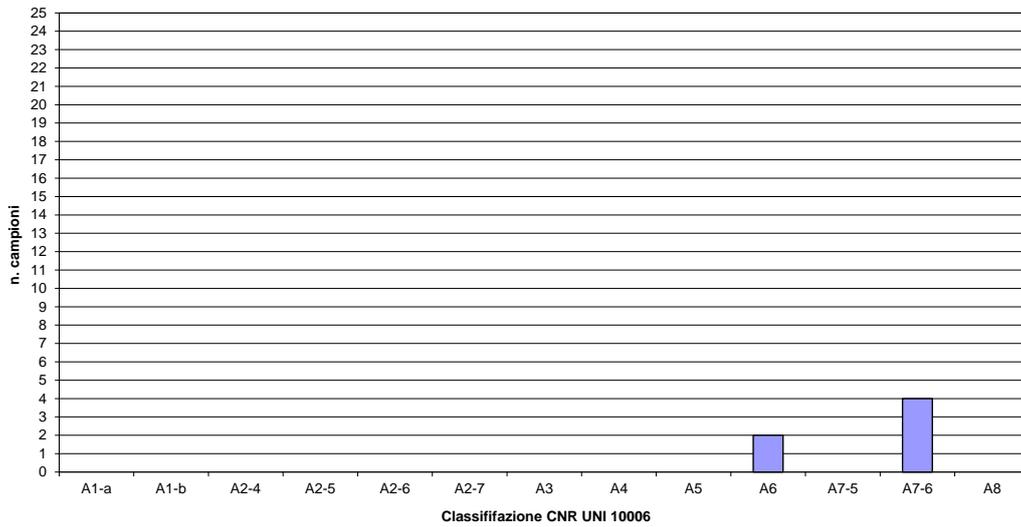


Fig. 184 – Classificazione campioni terreno unità bc3 –argilla limosa

Unità bn1  
Depositi alluvionali terrazzati - ghiaia sabbiosa

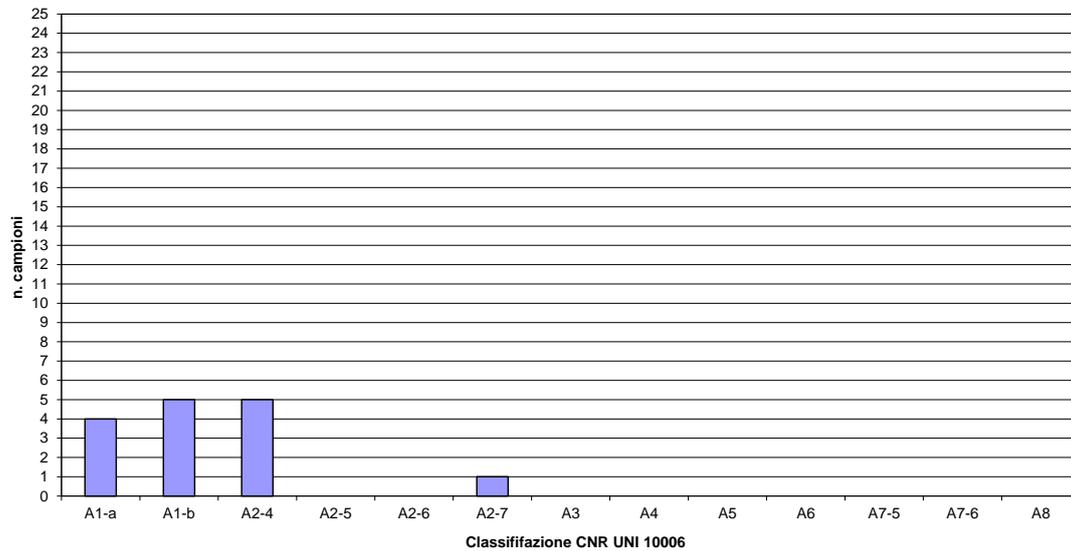


Fig. 185 – Classificazione campioni terreno unità bn1 –ghiaia sabbiosa

**Unità bn2**  
Depositi alluvionali terrazzati - sabbia, sabbia limosa

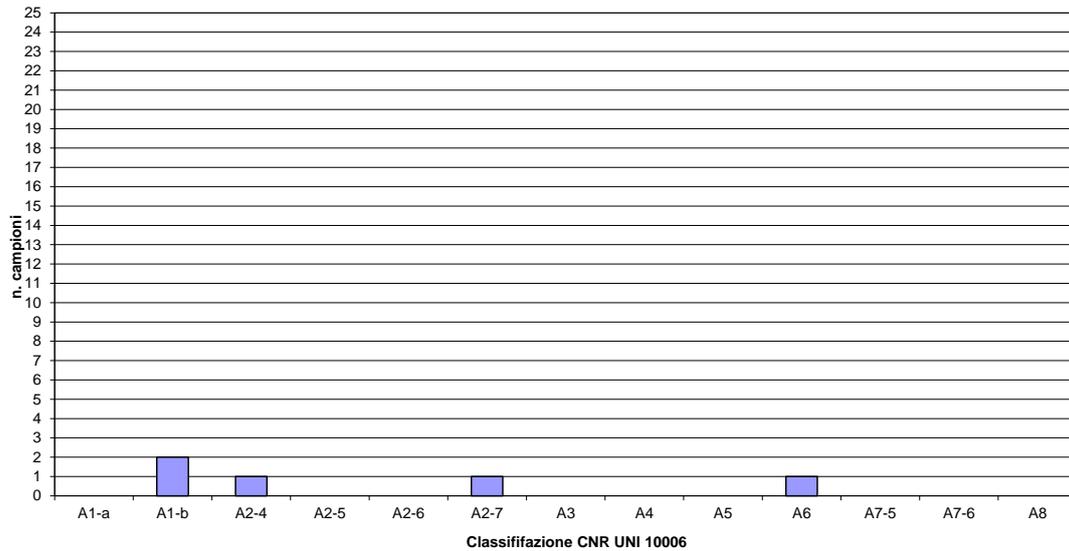


Fig. 186 – Classificazione campioni terreno unità bn2 –sabbia

**Unità bn3**  
Depositi alluvionali terrazzati: argilla, argilla limosa

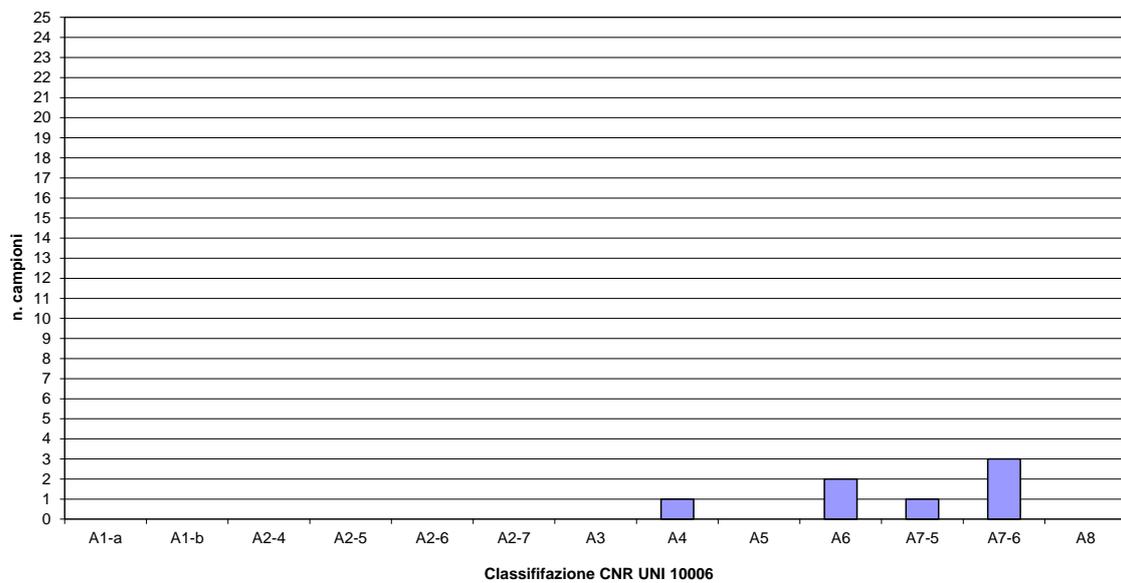


Fig. 187 – Classificazione campioni terreno unità bn3 –argilla limosa

**MDL1**  
Unità di Maddaloni : ghiaia sabbiosa

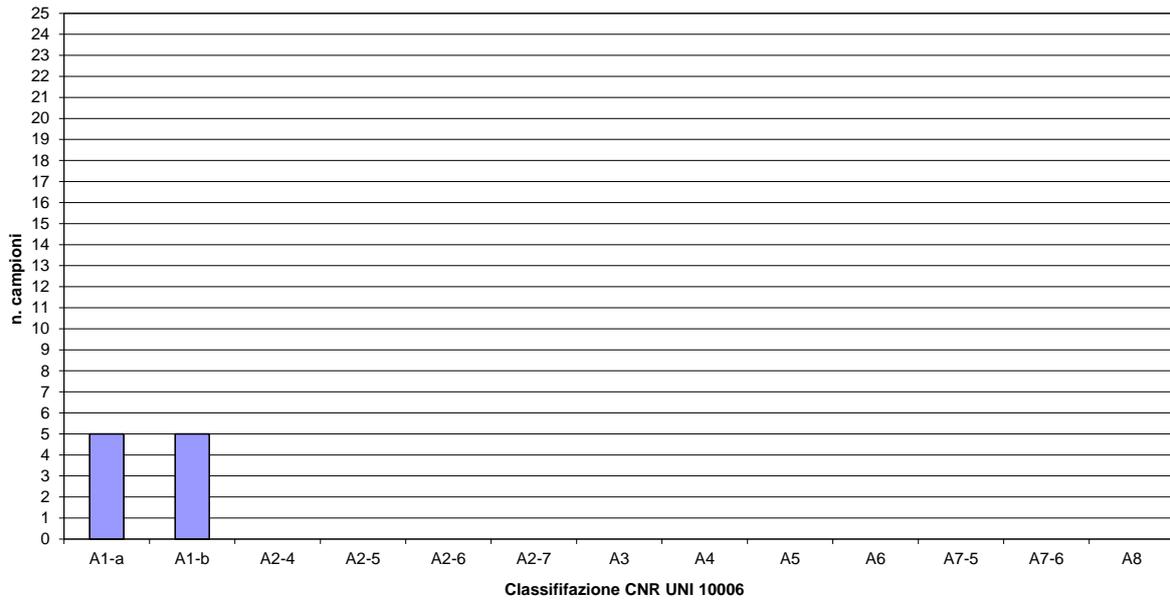


Fig. 188 – Classificazione campioni terreno unità MDL1 –ghiaia sabbiosa

**MDL2**  
Unità di Maddaloni: sabbia, sabbia limosa

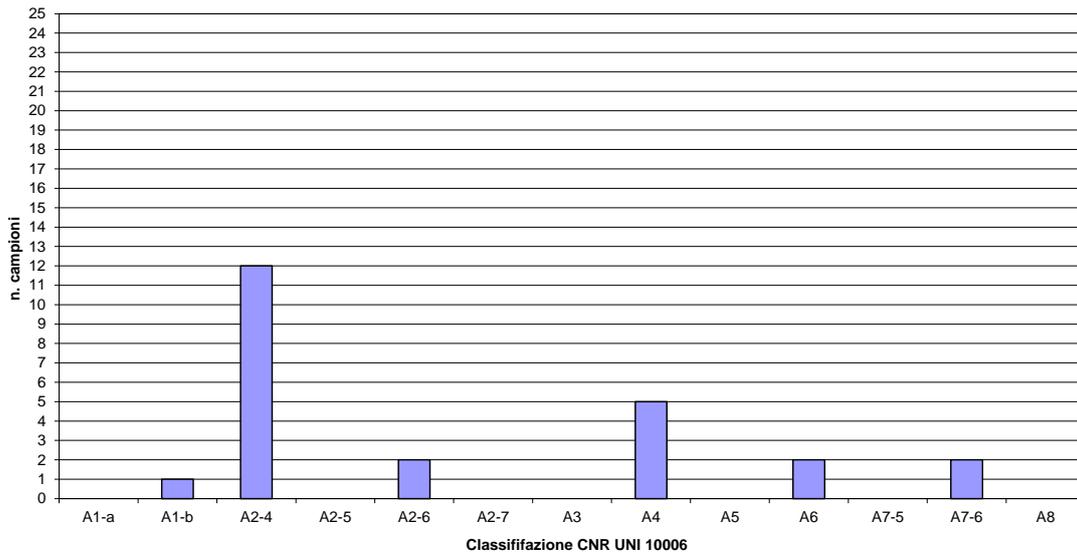


Fig. 189 – Classificazione campioni terreno unità MDL2 –sabbia

**MDL3**  
Unità di Maddaloni: argilla limosa

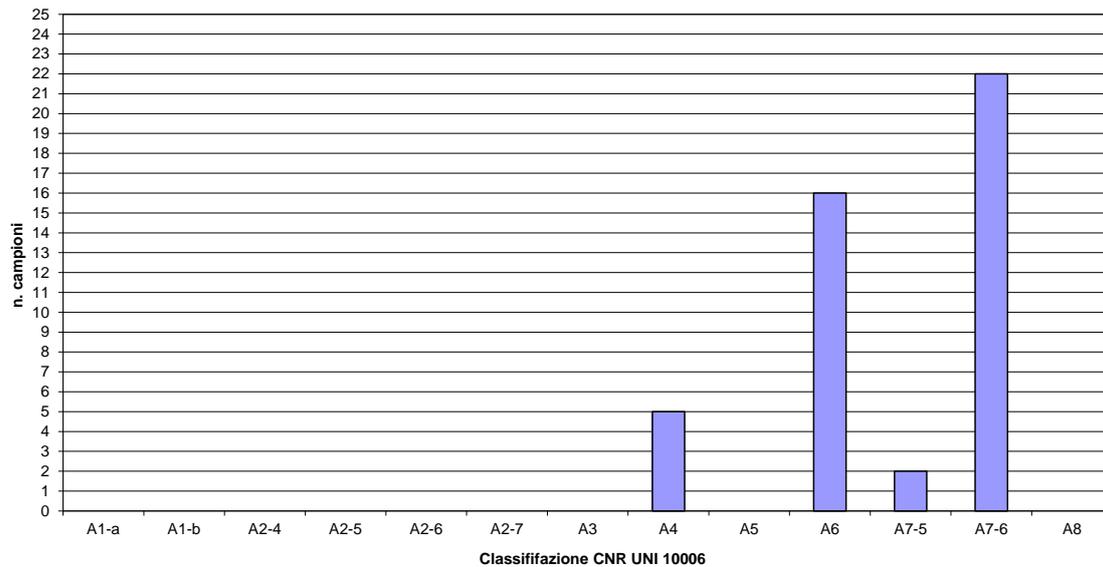


Fig. 190 – Classificazione campioni terreno unità MDL3 –argilla limosa

**TGC2**  
Tufo grigio campano: cenere sabbiosa, sabbioso-limosa

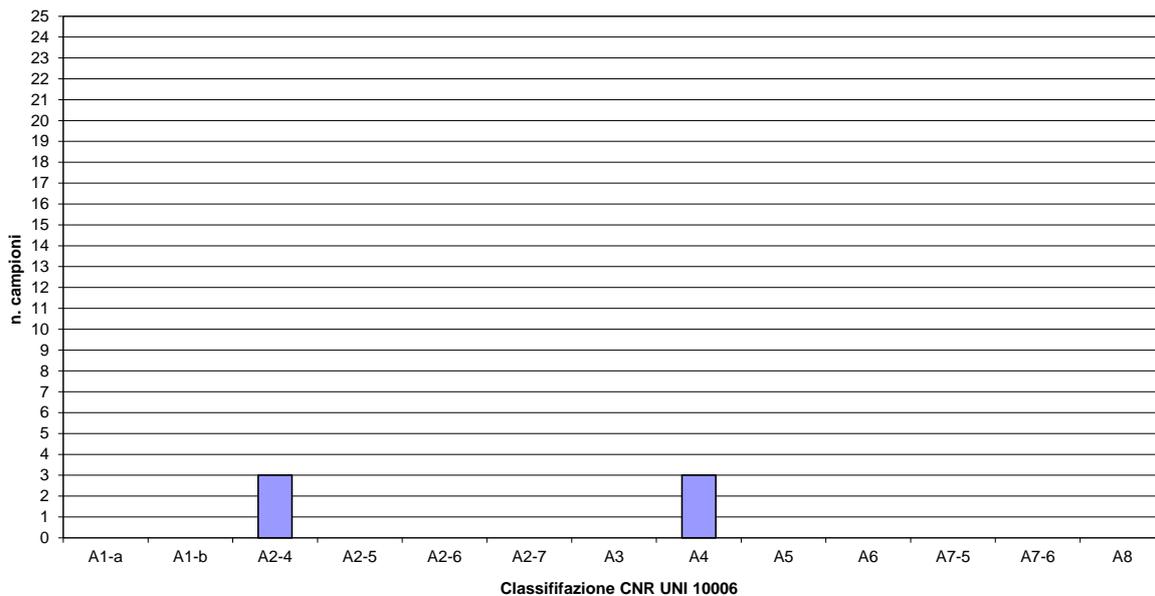


Fig. 191 – Classificazione campioni terreno unità TGC2 –cenere sabbiosa

**TGC3**  
Tufo grigio campano: argilla limosa

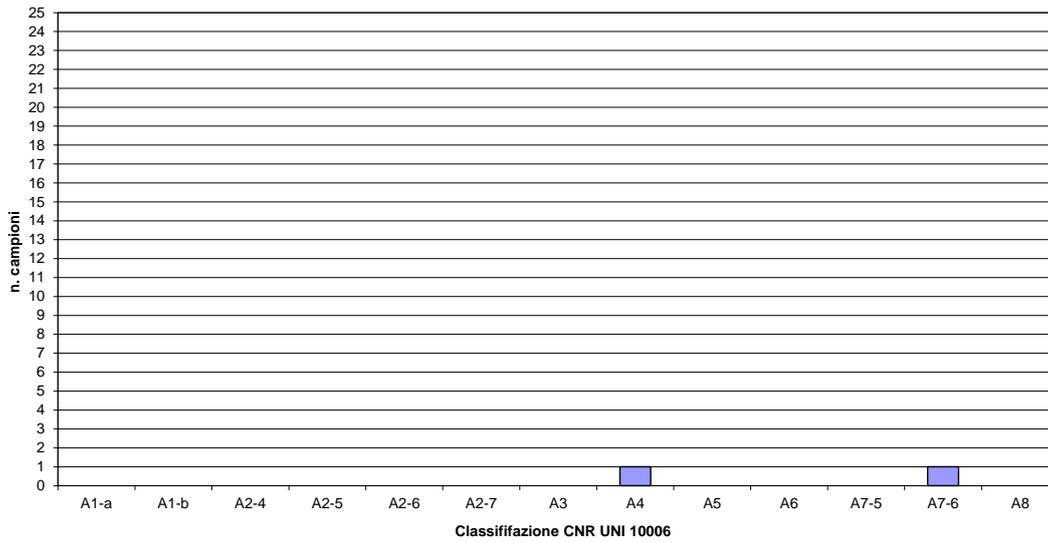


Fig. 192 – Classificazione campioni terreno unità TGC3 –argilla limosa

**ALVa**  
Argille varicolori: argille limose marnose

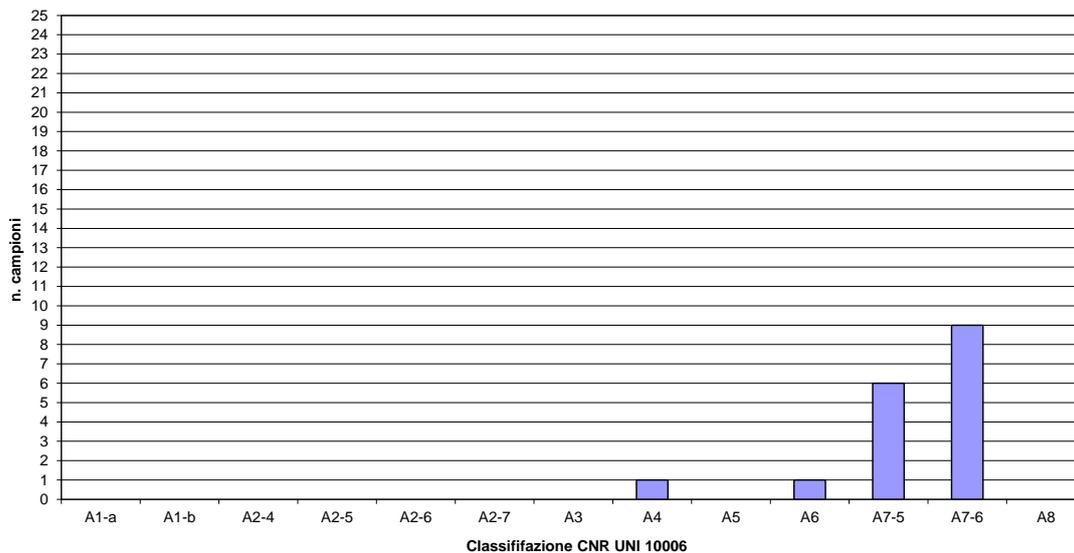


Fig. 193 – Classificazione campioni terreno unità ALVa –argilla limosa marnosa

**ALVb**  
Argille varicolori: argille limose marnose con calcari

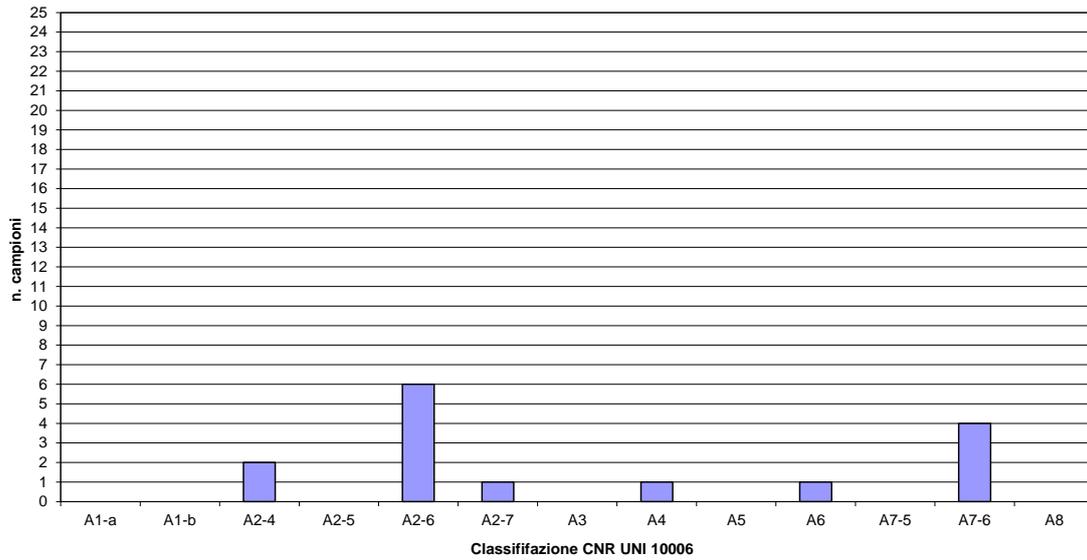


Fig. 194 – Classificazione campioni terreno unità ALVb–argilla limosa marnosa con calcari

**ALVc**  
Argille varicolori: Calcare

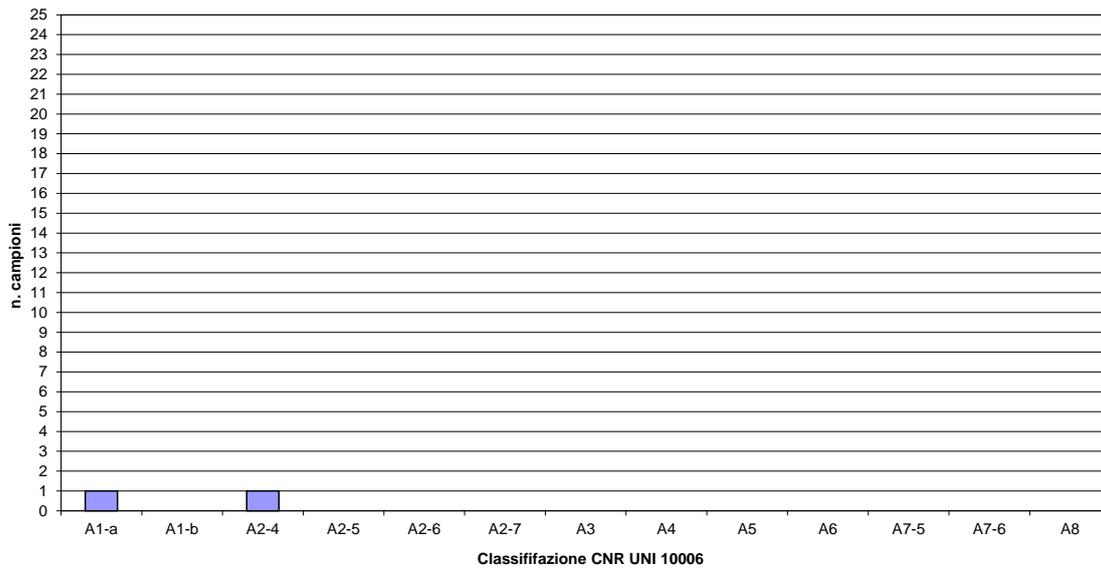


Fig. 195 – Classificazione campioni terreno unità ALVc– calcari

**SGIa**  
Formazione di San Giorgio: argille limose marnose con livelli di calcari

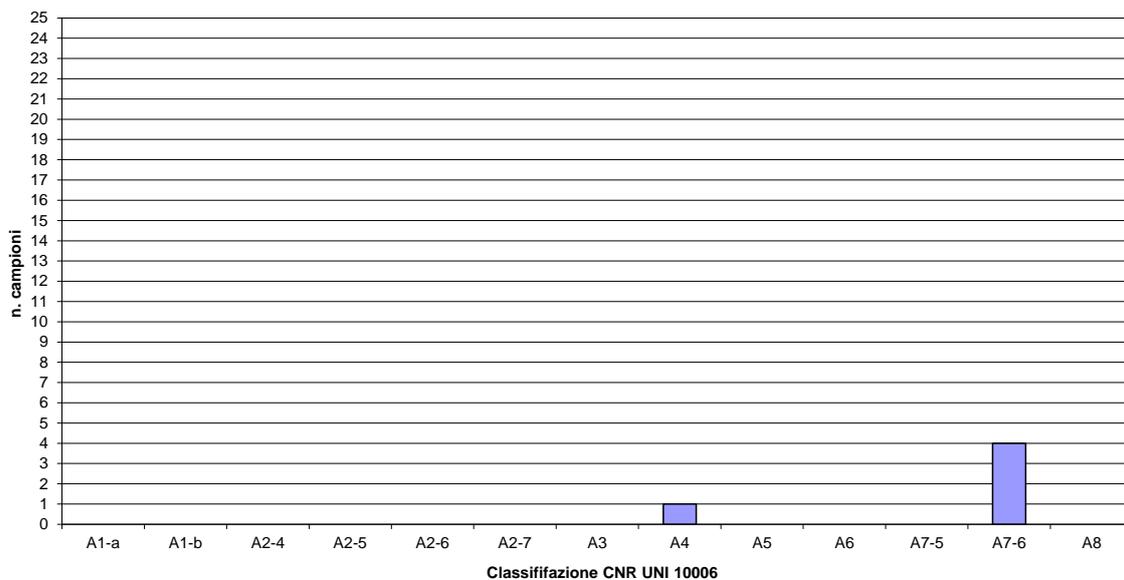


Fig. 196 – Classificazione campioni terreno unità SGIa-argille limose marnose

**SGIb**  
Formazione di San Giorgio: arenarie quarzoso feldspatiche

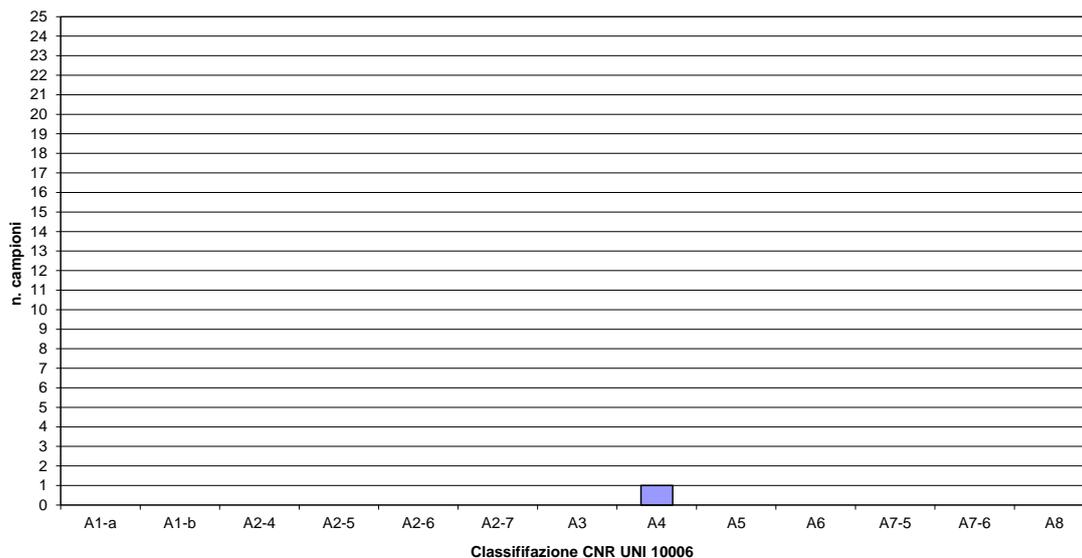


Fig. 197 – Classificazione campioni terreno unità SGIb-arenarie