COPIA

Dal Molin dott. Luca - GEOLOGO

Via Durando, 75 - 36100 Vicenza - tel. 0444 922711

Codice Fiscale DLM LCU63R26L736F
Partita IVA 02504070240

REGIONE VENETO **PROVINCIA DI VICENZA**

COMUNE DI VICENZA

IL DIRETTORE SETTORE URBANISTICA
dott. Danilo Guarti

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO PERGOLETTA ZONA C14

STRADA DELLA PERGOLETTA

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA (D.M. 14/01/2008)

COMMITTENTE: **CARRARO GIULIANO E CARRARO FRANCO**

VICENZA, 31 Ottobre 2014

Dr. Geol. Luca Dal Molin

ALLEGATO ALLA DELIB. DI G.C.
N. 196 DEL 3-11-2015
IL PRESIDENTE
F.to VARIATI
IL SEGRETARIO GEN.LE
F.to CAPORRINO

ORDINE DEI GEOLOGI * REGIONE DEL VENETO *
Dr. Geol. LUCA DAL MOLIN N° 421

1 - PREMESSA

2 - INDAGINI EFFETTUATE

3 - CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

4 - CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

5 - CARATTERIZZAZIONE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

6 – VERIFICHE DI SICUREZZA

7 – CONCLUSIONI

Allegati:

- Estratto CTR
- Estratto catastale
- Ubicazione indagini in sito
- Grafici penetrometrici e relativi tabulati numerici

1 - PREMESSA

Su incarico dei Sigg. **CARRARO GIULIANO e CARRARO FRANCO** è stato eseguito uno studio geologico, geotecnico e di pericolosità sismica del sito, a supporto del progetto di realizzazione di lotti residenziali e opere di urbanizzazione, nell'ambito di un Piano Urbanistico Attuativo "Pergoletta" zona C14 di iniziativa privata, in strada della Pergoletta nel Comune di Vicenza.

Lo studio riguarda la compatibilità geologica dei siti per la realizzazione delle future costruzioni.

L'elaborato ha lo scopo di fornire un inquadramento generale della situazione dell'area, ottenuto attraverso appropriate indagini dirette in sito. L'elaborazione delle informazioni ricavate dalle indagini ha permesso di fornire una valutazione ai fini geotecnici della seria litostratigrafica.

Di seguito si esporranno delle considerazioni di carattere geologico e geotecnico per sostenere la possibilità di edificazione, nel rispetto di determinate condizioni e prescrizioni. Nello specifico si sono eseguite verifiche delle condizioni di sicurezza e delle prestazioni agli stati limite per il sistema costruzione-terreno.

La presente relazione riguarda infine la caratterizzazione sismica del sottosuolo e, in particolare, l'individuazione delle discontinuità sismiche del terreno e la stima delle velocità di propagazione delle onde di taglio (Vs,30) come espressamente richiesto dalla normativa vigente (Norme Tecniche sulle Costruzioni – D.M. 14-01-2008), parametri utili per la definizione dell'azione sismica di progetto.

Le analisi sono state eseguite in ottemperanza a quanto disposto dalla normativa vigente:

- D.M. 14/01/2008 recante "*Norme tecniche per le costruzioni" (*d'ora in poi denominato 'NTC'*)*;

- D.G.R. N.71 del 22/01/2008 "Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 28/04/2006 n. 3519 "C*riteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone"*. Direttive per l'applicazione*"*.

- Circolare del C.S.LL.PP. 617/2009 "*Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008*" (d'ora in poi denominato 'circolare').

Sono stati inoltre consultati le cartografie del P.T.C.P. della Provincia di Vicenza (anno 2012) e del P.A.I. (anno 2012-2014).

2 – INDAGINI EFFETTUATE

Nel sito in esame è stata condotta una indagine geognostica al fine di riconoscere la natura e la successione stratigrafica dei terreni di fondazione, e soprattutto ad individuare i loro parametri meccanici fondamentali, oltre che a determinare l'assetto idrogeologico locale del sito.

Il programma d'indagine si è cosi articolato:

- Esecuzione di n. 3 prove penetrometriche statiche CPT, che hanno raggiunto la profondità massima di -10.0 m da piano campagna attuale. La loro ubicazione è riportata nella planimetria allegata.
- Rilievo della falda freatica.
- Prova sismica.

La profondità d'investigazione è stata valutata tenendo conto dei carichi di progetto, della geometria e delle tipologie delle strutture che verranno edificate, nonché delle caratteristiche geotecniche dei terreni incontrati.

Le prove penetrometriche sono state eseguite impiegando un penetrometro "Pagani", di 20 ton. di spinta, il quale consente la misura della resistenza alla punta (Rp) e dell'attrito laterale locale (Rl) di una punta meccanica telescopica (tipo Begemann) con punta conica con angolo di 60°, area di 10 cm^2 e manicotto d'attrito di 150 cm^2. Per ogni metro di infissione sono stati rilevati 5 valori di Rp ed Rl.

I valori di Rp ed Rl misurati nel corso delle prove sono stati inseriti in un programma di calcolo automatico, il quale ha operato la diagrammazione dei valori di Rp e Rl, espressi in Kg/cm^2 in funzione della profondità, e l'elaborazione di un modello meccanico stratigrafico del terreno.

In tale modello le singole coppie di valori Rp ed Rl ed il loro rapporto sono serviti ad individuare strati coesivi (argille e limi) e strati incoerenti o dotati di scarsa coesione (sabbie e limi sabbiosi).

Per entrambi i valori è stata compiuta una classificazione standardizzata dedotta dal rapporto Rp/Rl (Begemann, 1966 - Racc. AGI, 1977).

Inoltre sono stati dedotti i parametri geotecnici più significativi e precisamente:

- Resistenza al taglio senza drenaggio (Cu); riferimento: Baligh ed altri (1980).
- Densità relativa (Dr%); riferimenti: Lancellotta (1983).
- Angolo di attrito interno di picco (ϕ'); riferimenti: Begemann, Caquot (1974).
- Peso di volume (γ); riferimenti: Meyerhof (1956-1976).
- Modulo di deformazione non drenato (E) e modulo edometrico (Mo); rif. Dincan Buchigani (1976)

Le prove penetrometriche sono state riferite al caposaldo ± 0.00 di rifermento, posto alla mezzeria della Strada della Pergoletta. Rispetto al caposaldo di riferimento le quote dei terreni nei punti di prova (C.P.T.) sono:

Prova N°	Quota dal c.s. ±0.00
CPT1	0.27 m
CPT2	0.70 m
CPT3	0.15 m

Al fine di caratterizzare dal punto di vista sismico il sottosuolo dell'area in esame sono stati utilizzati i risultati di una registrazione di rumore sismico ambientale a stazione singola, in seguito elaborata con la tecnica di Nakamura (HVSR), eseguita su di un terreno vicino al sito in oggetto.

La tecnica sismica passiva (tecnica dei rapporti spettrali o H.V.S.R., Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non richiede nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazione esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque.

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromometro digitale della ditta Micromed s.r.l. modello "*Tromino*". Lo strumento racchiude al suo interno tre velocimetri elettrodinamici ortogonali tra loro ad alta definizione con intervallo di frequenza compreso tra 0.1 e 256 Hz.

Per una corretta ricostruzione sismica del sottosuolo e una buona stima delle onde Vs è necessario adottare una modellizzazione numerica che può essere rappresentata dalla seguente equazione [3.2.1 delle NTC08]:

$$\hat{\upsilon}_s = \frac{H}{\sum_{i=1}^{n} \frac{h_i}{\upsilon_i}}$$

Ove
Vs = valore di velocità delle onde di taglio [m/s];
H = profondità alla quale si desidera stimare Vs [m] (30 m in caso di Vs30);
hi = spessore dello strato i – esimo [m];
vi = velocità delle onde Vs all'interno dello strato i – esimo [m/s].

.

3 – CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

3.1 - Ubicazione del sito

L'area d'intervento si colloca a sud del centro abitato di Vicenza, in località Campedello, ed è delimitata a nord da altre proprietà edificate, ad ovest dalla strada della Pergoletta, a sud da terreni agricoli, mentre ad est da un fossato esistente che scorre verso sud-est.

Il nuovo insediamento di progetto, a destinazione residenziale, si estende su di un'area attualmente occupata a verde di 1867 mq.

Il progetto prevede la realizzazione di nuovi lotti edificabili; a servizio dei nuovi fabbricati verranno progettate una nuova strada di accesso ai lotti, parcheggio, marciapiedi e aree a verde pubblica e privata.

L'area di progetto è individuata catastalmente al censuario del Comune di Vicenza, al foglio 41 mappale 40.

3.2 - Caratteristiche morfologiche e idrografiche del sito

L'area in esame di forma trapezoidale è pianeggiante, debolmente degradante verso la roggia esistente, e con quota media del piano campagna di circa 31 m slm. Ad una distanza di circa 150 m ad ovest del sito in oggetto si trova il piede dei Monti Berici (propaggini nord orientali del Monte Bella Guardia, 178 m slm).

Dal punto di vista geomorfologico il rilevamento di superficie **non** ha evidenziato nel sito di progetto la presenza di zone di instabilità, di erosione superficiale anormale o di precarietà geomorfologia, né di fenomeni di subsidenza.. **Allo stato attuale non vi sono processi morfogenici o dissesti in atto o potenziali.**

Tale situazione risulta confermata dall'analisi dello stralcio dell'elaborato 2/1/A "Carta della fragilità - Zona sud" del P.T.C.P. di Vicenza: l'area in oggetto infatti non è interessata da alcun elemento di fragilità.

Per quanto riguarda l'idrografia superficiale, l'elemento idrografico più rilevante è rappresentato dal Fiume Bacchiglione, che scorre a est a circa 1.0 km di distanza dall'area in oggetto, mentre la rete secondaria è formata per lo più da canali irrigui e da scoli dei campi, con la regimazione idrica che è operata principalmente da questi ultimi. Come già detto è presente lungo il confine est del lotto una roggia che si presenta incassata e profonda oltre i 2 m dal p.c. medio (-2.70 m dal c.s. ± 0.00 di riferimento).

3.3 – Assetto geologico del sito

Dal punto di vista stratigrafico generale la "pianura veneta", che comprende l'area in esame, risulta essere costituita dal rimaneggiamento fluviale dei prodotti di disfacimento delle Prealpi e Alpi Venete.

La natura dei processi che hanno portato alla formazione della pianura e l'uniformità spaziale e temporale della loro azione ha permesso la definizione di un modello stratigrafico valido per tutta la pianura veneta, che in direzione Nord-Sud si può suddividere in:

- Alta Pianura, caratterizzata dalla presenza di estesi conoidi alluvionali che costituiscono uno spesso materasso alluvionale ghiaioso, per lo più indifferenziato;

- Media Pianura, oltre la linea nord delle risorgive, entro una fascia compresa tra 1 e 10 km circa, dove compaiono i primi orizzonti argillosi che, a varia profondità, si intercalano alle ghiaie;

- e Bassa Pianura, che appare ben strutturata in alternanze di orizzonti granulari sabbioso-ghiaiosi e di livelli coesivi argilloso-limosi.

Nell'ambito dello schema strutturale regionale citato il sito in studio si colloca nella Bassa Pianura, a valle della fascia delle risorgive, caratterizzata in prevalenza da depositi fini e medio fini, di origine alluvionale e lacustre, depositatisi grazie all'azione divagante del Fiume Bacchiglione, mescolati dai depositi eluvio-colluviali più grossolani provenienti dal versante collinare dei Monti Berici.

Mentre i depositi alluvionali e lacustri sono costituiti in prevalenza da terreni limoso argillosi con modeste intercalazioni sabbiose ed in profondità un'alternanza di terreni sabbiosi e argillosi, le formazioni rocciose che costituiscono i versanti sono in prevalenza date da rocce calcaree e calcareo-marnose, facenti parte della Formazione delle Calcareniti di Castelgomberto, di età Oligocenica.

Più in particolare, sulla base dei risultati delle prove penetrometriche eseguite, si può ricavare un sottosuolo composto superficialmente da **terreni limoso argillosi**, i quali in alternanza con sottili intercalazioni sabbiose e limoso sabbiose continuano sino alla profondità di circa 7.0 m; seguono, fino alla massima profondità raggiunta dalle prove, **terreni sabbiosi** in prevalenza e, localmente (solo nella Prova CPT 3), argilloso limosi.

Lo spessore complessivo dei depositi alluvionali si aggira intorno ai circa 40 m, al di sotto del quale si incontra il substrato roccioso più o meno compatto o quel materiale che, dal punto di vista sismico, si comporta come tale.

Dal confronto delle stratigrafie delle prove eseguite si desume che, pur con lievi differenze locali, la porzione di sottosuolo investigata risulta arealmente omogeneo.

3.4 – Considerazioni idrogeologiche del sottosuolo

La situazione idrogeologica del sottosuolo è evidentemente condizionata dalle caratteristiche granulometriche e strutturali del materasso alluvionale, e soprattutto dalla differente distribuzione dei materiali ad elevata permeabilità (cfr. Figura n. 1).

Lungo la fascia settentrionale di alta pianura, dove il sottosuolo è interamente ghiaioso, esiste un'unica e potente falda idrica a carattere freatico. Procedendo verso sud la superficie freatica si avvicina progressivamente al piano campagna, fino a venire a giorno nei punti topograficamente più depressi, lungo una fascia praticamente continua, a sviluppo circa est-ovest e di ampiezza massima intorno a 10 km (fascia dei fontanili o delle risorgive).

A partire dalle risorgive, il sottosuolo strutturato in fitte alternanze di livelli ghiaiosi e di letti limoso-argillosi, determina l'esistenza di un complesso idrogeologico multifalde ad acquiferi sovrapposti. Il sistema multistrato contiene falde idriche in pressione, alloggiate entro gli orizzonti a granulometria grossolana e confinate al tetto e al letto tra livelli praticamente impermeabili, formati appunto da limi e argille.

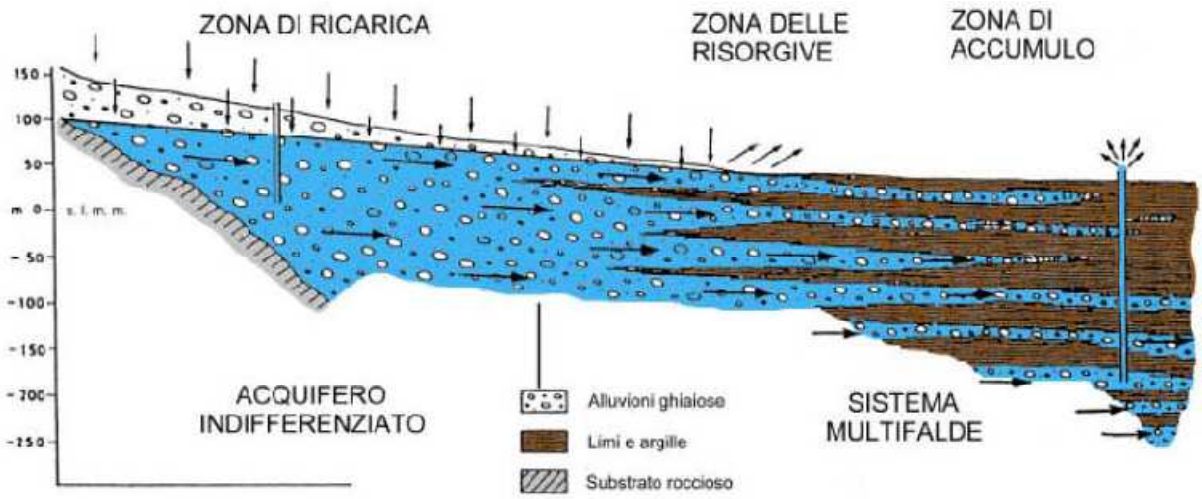


Fig. 1 - Schema idrogeologico della pianura veneta

La morfologia generale dei deflussi sotterranei a scala regionale è evidenziata nella Figura 2, in cui è riportato un estratto della carta regionale delle isofreatiche (Regione del Veneto, rilievi dicembre 1983) dalla quale si evince che, in corrispondenza del settore in esame:

- il livello statico si attesta ad una quota di ca. 29 m s.l.m.,
- la direzione di deflusso regionalizzata è da NNO a SSE,
- il gradiente medio è dell'ordine dello 0.15-0.20% ca.

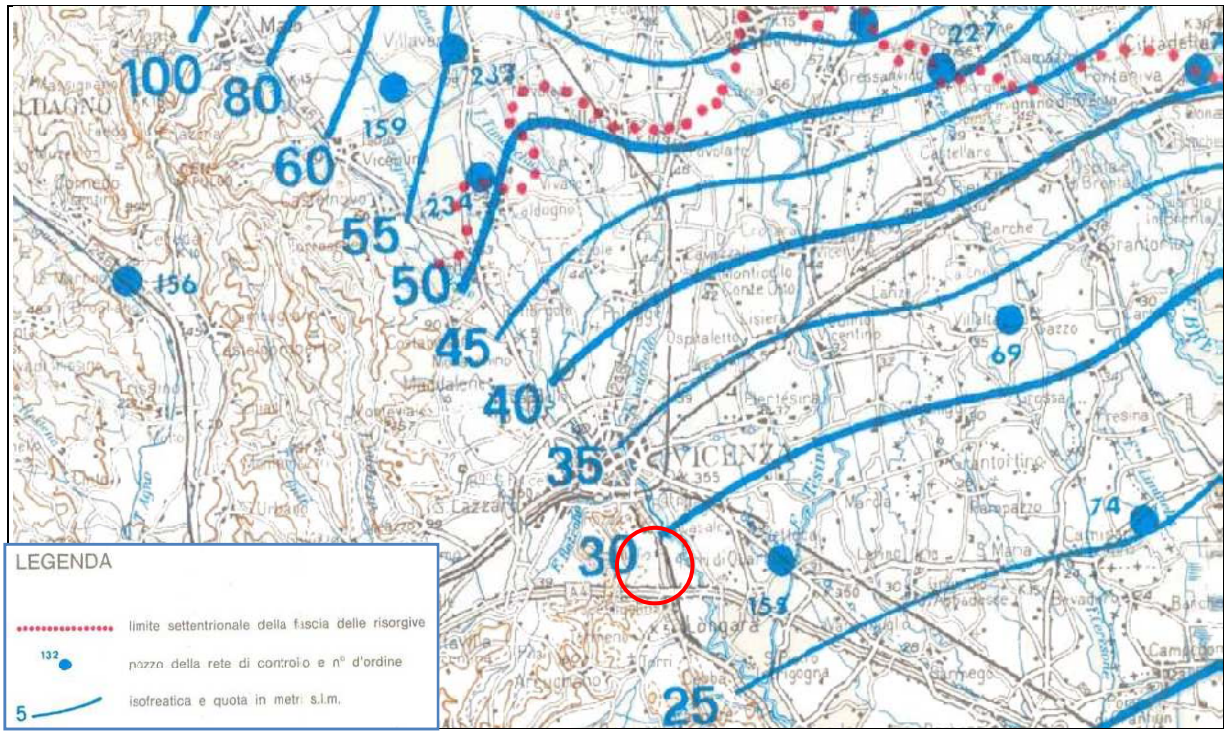


Fig. 2 - Estratto della Carta Isofreatica (Regione Veneto, 1983)

I suddetti valori risultano anche confermati dalle risultanze dell'indagine geognostica effettuata nel sito. In particolare, al momento dell'esecuzione dell'indagine, la **falda freatica** si collocava mediamente alla quota di -2.30 m dal p.c. (-2.60 m dal c.s. di riferimento). Durante le fasi di piena della falda il livello può avvicinarsi alla superficie topografica; tuttavia, dato il contesto idrogeologico locale, le oscillazioni della superficie idrica in relazione all'entità degli apporti idrici e quindi al regime della falda si possono ritenere nel complesso piuttosto limitate, dell'ordine di qualche decimetro.

La sua alimentazione deriva in prevalenza dalle dispersioni dei corsi d'acqua e dalle precipitazioni efficaci. Sono possibili anche interscambi idrici con i complessi calcarei fessurati e carsici del versante.

La permeabilità media dei terreni più superficiali, limoso argillosi, può essere assunta pari a circa $k = 10^{-8} – 10^{-9}$ m/s, tipici di terreni argillosi, a bassa permeabilità e caratterizzati da scarso drenaggio.

3.5 – Considerazioni idrauliche locali

Per valutare le condizioni idrauliche dell'area di studio si sono consultati alcuni studi redatti dagli enti territoriali competenti, ed in particolare il "Piano per l'Assetto Idrogeologico del Bacino Brenta-Bacchiglione" (P.A.I.) redatto e adottato nel 2012 dall'Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave e Brenta-Bacchiglione, il "Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale" (P.T.C.P.) redatto dalla Provincia di Vicenza, il "Programma provinciale di previsione e prevenzione dei rischi"dell'Ufficio di Protezione Civile, ed, infine, la "mappa sulla pericolosità idraulica del territorio della bonifica nella regione Veneto" realizzato dall'Unione Regionale Veneta delle Bonifiche. In tali carte in particolare sono evidenziate le aree che sono temporaneamente e periodicamente allagate soprattutto per difficoltà di sgrondo della rete idrografica secondaria.

Dalla tavola di "Pericolosità idraulica" allegata al P.A.I. (Tav. 50 - agg. con decr. segr. del gennaio 2014) si evince che il sito in esame non rientra in un'area soggetta a pericolosità idraulica per esondazioni o allagamenti dei corsi d'acqua principali (Fiume Bacchiglione) o per problemi della rete di bonifica (aree a ristagno idrico).

Le acque meteoriche attualmente si infiltrano nel terreno e/o scorrono in superficie drenate dal fossato. Non risultano aree con ristagni d'acqua in superficie.

4 – CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

In questo capitolo si vuole definire il **Modello Geotecnico del Sottosuolo** relativo ai terreni che costituiscono il Volume Significativo interessato dalle future opere di fondazione.

Per ogni strato caratteristico sono forniti, oltre che i valori delle proprietà geotecniche dei terreni, anche il campo di variabilità della Resistenza alla punta del penetrometro (Rp) e il suo valore medio (Rpm).

Sulla base dei risultati delle prove penetrometriche eseguite, e in considerazione della discreta omogeneità areale rilevata, è stato possibile individuare la seguente stratigrafia, indicando a ciascun strato i valori nominali dei principali parametri geotecnici.

STRATO N° 1

Profondità	: da c.s. 0.00 a –4.00 m.			
Natura	: Limi argillosi			
Consistenza	: Resistenza alla punta:	Rp	= 5 ÷ 32 Kg/cm^2	Rpm = 12 Kg/cm^2
	: Coesione non drenata:	Cu	= 50 kPa	
	: Peso di volume:	γ	= 18 kN/m^3	

STRATO N° 2

Profondità	: da –4.00 a – 4.60 m.			
Natura	: Sabbie e sabbie limose prevalenti.			
Addensamento	: Resistenza alla punta:	Rp	= 22 ÷ 70 Kg/cm^2	Rpm = 40 Kg/cm^2
	: Densità relativa:	Drel	= 50 %	
	: Angolo di attrito interno:	ϕ’	= 30° ÷ 32°	
	: Peso di volume:	γ	= 19 kN/m^3	

STRATO N° 3

Profondità	: da –4.60 a – 5.60 m.			
Natura	: Argille limose.			
Consistenza	: Resistenza alla punta:	Rp	= 4 ÷ 18 Kg/cm^2	Rpm = 10 Kg/cm^2
	: Coesione non drenata:	Cu	= 40 kPa	
	: Peso di volume:	γ	= 18 kN/m^3	

STRATO N° 4

Profondità	: da –5.60 a –6.60 m.			
Natura	: Sabbie limose e limi sabbiosi.			
Addensamento	: Resistenza alla punta:	Rp	= 12÷48 Kg/cm^2	Rpm = 24 Kg/cm^2
	: Densità relativa:	Drel	= 25%	
	: Angolo di attrito interno:	ϕ’	= 28°	
	: Peso di volume:	γ	= 18 kN/m^3	

STRATO N° 5

Profondità	: da –6.60 a – 7.40 m.			
Natura	: Argille limose.			
Consistenza	: Resistenza alla punta:	Rp	= 5 ÷ 12 Kg/cm^2	Rpm = 6 Kg/cm^2
	: Coesione non drenata:	Cu	= 25 kPa	
	: Peso di volume:	γ	= 18 kN/m^3	

STRATO N° 6

Profondità	: da –7.40 a –10.00 m.			
Natura	: Sabbie e sabbie limose in prevalenza, passanti ad argille limose in CPT3.			
Addensamento	: Resistenza alla punta:	Rp	= 10÷85 Kg/cm^2	Rpm = 30 Kg/cm^2
	: Densità relativa:	Drel	= 35 %	
	: Angolo di attrito interno:	ϕ'	= 28° ÷ 30°	
	: Peso di volume:	γ	= 18 kN/m^3	

VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Secondo l'Eurocodice 7 e le NTC2008, i valori caratteristici Xk consistono in una stima cautelativa del valore che influenza l'insorgere dello stato limite. Il § C6.2.2.4 della Circolare 617/2009 illustra chiaramente come tali valori debbano essere scelti. In particolare: *"Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidezza sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidezza. La scelta di valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici può essere dettata anche solo dalle caratteristiche dei terreni; basti pensare, ad esempio, all'effetto delle discontinuità sul valore operativo della resistenza non drenata."*

Nel caso in esame, le strutture di fondazione previste (platee) sono tali da coinvolgere elevati volumi di terreno con possibile compensazione delle eterogeneità stratigrafiche.

Pertanto i valori caratteristici saranno ubicati in prossimità dei valori medi. I valori caratteristici dei parametri sono stati ricavati applicando il metodo statistico in presenza di più dati, con la distribuzione normale di Student:

dove:

$$Xk = t(n-1)\left(\frac{S}{\sqrt{n-1}}\right) + \bar{X}$$

t(n-1) = valore della distribuzione di Student ad n-1 gradi di libertà;
S = deviazione standard della popolazione;
n = numero di dati;
$\bar{X}$ = valore medio dei dati.

5 – CARATTERIZZAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SITO

5.1. Premesse

Sulla base dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20 marzo 2003 e succ. mod. il Comune di Vicenza risulta inserito nella Zona 3 della classificazione delle zone sismiche, caratterizzata da un determinato valore dell'accelerazione sismica massima orizzontale sul suolo di categoria A pari a 0.15 g.

Con riferimento invece al testo dell'Ordinanza PCM 3519 del 28 aprile 2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone", il sito in studio risulta caratterizzato da un valore di Ag, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi di Cat. A, compreso tra 0.125 e 0.150.

5.2. Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

La pericolosità sismica di base costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La determinazione è stata eseguita secondo l'approccio semplificato previsto dal § 3.2.2 delle NTC, con i seguenti risultati:

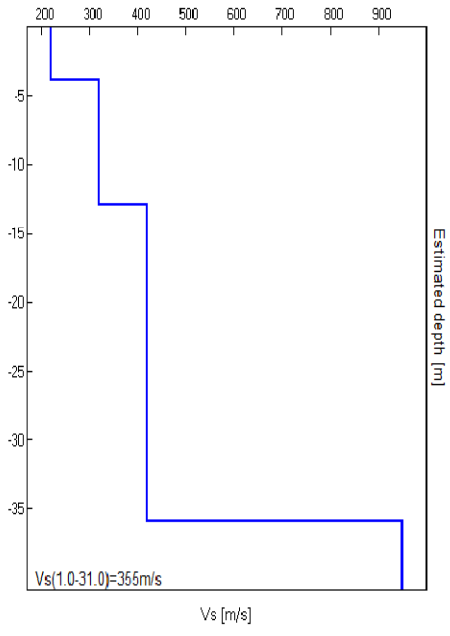
Classificazione della categoria di sottosuolo secondo quanto previsto nella tabella 3.2.II delle NTC:

La misura sismica eseguita ha fornito il seguente modello sismo – stratigrafico interpretativo:

H.V.S.R.	Velocità onde di taglio [m/s]	Spessori (m)	Profondità (m)
I SISMOSTRATO	220	3.9	0,0 – 3.9
II SISMOSTRATO	320	9	3.9 – ≈ 13
III SISMOSTRATO	420	23	≈ 13 – ≈ 36
IV SISMOSTRATO	950	Semisp.	≈ 36 – Semisp.

La stima, tramite la formula [3.2.1] del parametro Vs,30, è stata effettuata, come esplicitamente richiesto dalle N.T.C., per l'assegnazione della categoria di sottosuolo.

Dall'indagine sismica effettuata e dal modello sismico ricavato è stato possibile calcolare la velocità di propagazione delle onde di taglio fino a 30 m dal piano di posa delle fondazioni (circa 1 m dal p.c. locale): **Vs (1-31) ≈ 355 m/s**.



Dalla ricostruzione del quadro geofisico emerso dal seguente studio e dalle indicazioni normative si prevede l'inserimento del sito d'indagine nella **Categoria C**:

"*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di* Vs_{30} *compresi tra 180 m/s e 360 m/s" (ovvero 15<NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70<cu,30 <250 kPa nei terreni a grana fina*).

Classificazione delle condizioni topografiche secondo quanto previsto nelle tabelle 3.2.IV e 3.2.VI delle NTC: la superficie topografica può essere classificata come appartenente alla categoria T1 (superfici pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤15°), in quanto il sito presenta superficie piana.

A tale proposito non sussistono nel sito in esame effetti di amplificazione del moto sismico dovuti alla topografia, in particolare per irregolarità morfologiche quali rilievi allungati, scarpate di altezza maggiore a 30 m, pendii con inclinazione maggiore di 15°.

5.3. Determinazione dello spettro di risposta.

Le norme stabiliscono che il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo (nel nostro caso il sito di progetto) è costituito dallo spettro di risposta elastico. Lo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato), riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R}.

La forma dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali e verticali dipende da alcuni parametri (S, T_B, T_C e T_D), che variano in funzione del tipo di sottosuolo, ove S rappresenta un fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione (categoria del suolo di fondazione - S_S) e della topografia S_T, ove $S = S_S \times S_T$, e T_B, T_C e T_D sono i periodi (s) che separano i diversi rami dello spettro.

A questo punto volendo usare il programma di calcolo che fornisce gli **spettri di risposta** rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il sito in esame è necessario fornire i seguenti parametri di input:

1. Coordinate geografiche sito: Longitudine λ_{ED50}: 11,5593° Latitudine ϕ_{ED50}: 45,5251°
2. Vita nominale della struttura: $V_N \geq 50$ anni
3. Classe d'uso della struttura: classe II
4. Coefficiente d'uso: Cu = 1
5. Periodo di riferimento: $V_R = 50$ anni
6. Categoria sottosuolo: **C**
7. Categoria topografica: **T1**
8. Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente: **5%**.

Il risultato, in termini dei parametri utilizzati per la definizione delle forme spettrali, è sintetizzato nella seguente tabella:

	SL	P_{VR}	T_R	a_g	F_o	T_C*	S	Tb	T_C	T_D	F_v
Sle	Operatività	81%	30	**0,380**	**2,56**	**0,24**	1,50	0,13	0,40	1,75	0,67
Sle	**Danno**	63%	50	**0,521**	**2,44**	**0,26**	1,50	0,14	0,42	1,81	0,75
Slu	**Salv. Vita**	10%	475	**1,445**	**2,42**	**0,29**	1,49	0,15	0,46	2,18	1,24
Slu	Collasso	5%	975	**1,888**	**2,44**	**0,29**	1,42	0,15	0,46	2,36	1,43

In particolare:

- Vita di riferimento, V_R = 50 anni
- Tempo di ritorno SLV, Tr = 475 anni
- Tempo di ritorno SLD, Tr = 50 anni
- Accelerazione orizzontale massima attesa sul bedrock, **ag/g** = **0.15**
- Accelerazione orizzontale massima attesa nel sito, **Amax** = ag/g·S = 0.15·1.49 = **0.22**

Data l'accelerazione orizzontale massima attesa, si riportano in allegato gli spettri di progetto in termini di pseudo-accelerazione in funzione del periodo di vibrazione, conformi al D.M. 14/01/2008 per suolo C, e per un valore del fattore di struttura q allo SLV (per es. q=3), funzione della capacità dissipativa anelastica del fabbricato.

In termini di spettro di progetto, l'accelerazione orizzontale cui sarà sottoposto il fabbricato varierà sia in funzione della struttura e dei materiali costituenti che dell'altezza dal piano di posa fondazioni.

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico).

Dallo spettro di risposta e dai parametri da esso ricavati, si ottiene il **coefficiente sismico** Khk:

Inerzia del terreno Khk = βs×S×ag/g = 0.24×1.49×0.15 =	0.05
coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima βs (Tab. 7.11.I del NTC)	0.24

5.4 Comportamento del terreno granulare sotto l'azione dei carichi ciclici (sisma)

La liquefazione è un particolare stato di comportamento dei terreni non coesivi saturi, che si verifica durante l'azione di un terremoto.

La causa principale di tale fenomeno è dovuta alla nascita di sovrappressioni interstiziali, indotte dalle sollecitazioni di taglio cicliche, che provocano un comportamento simile a quello di un fluido.

Questi terreni, che si trovano in condizioni non drenate, subiscono, a seguito dell'azione delle onde sismiche di tipo S (trasversali), una perdita di resistenza al taglio, per la quale non sono più garantite le condizioni di stabilità, fino al raggiungimento di una nuova configurazione d'equilibrio compatibile con la nuova, diminuita, resistenza.

Durante la liquefazione le tensioni tangenziali mobilizzanti, indotte dal terremoto, incrementano le pressioni neutre in modo tale da rendere nulle le tensioni efficaci e quindi annullando la resistenza al taglio.

Il meccanismo di azione della liquefazione è così rapido che induce una riduzione di pressione efficace ad indice dei vuoti costante e dipende dallo stato di addensamento del terreno; per i terreni sciolti la riduzione di volume produce un incremento delle pressioni idrauliche mentre per i terreni

densi il comportamento è inverso. Ne consegue che i terreni granulari sciolti sono suscettibili del fenomeno della liquefazione.

L'obiettivo della presente relazione è quello di capire lo stato di addensamento dei terreni granulari presenti e, conseguentemente, valutare la loro suscettibilità alla liquefazione.

Per verificare la possibilità di occorrenza di fenomeni di liquefazione vanno impiegate le procedure che nell'Ingegneria geotecnica sismica vengono denominate 'metodi semplificati' (Robertson e Wride, 1997). Tali metodi sono basati su prove geotecniche di tipo corrente (prove penetrometriche) e sulla valutazione, ad ogni quota z del deposito compresa nei primi 15 m, del fattore di sicurezza:

FSL = CRR/CSR ×MSF dove:

CRR = resistenza normalizzata (rispetto alla tensione efficace verticale iniziale σ'v0) che può essere valutata attraverso abachi, in funzione di parametri desunti da prove CPT.

CSR = tensione indotta dal terremoto, in funzione del picco di accelerazione al piano campagna del terremoto di riferimento e un coefficiente riduttivo dell'azione sismica.

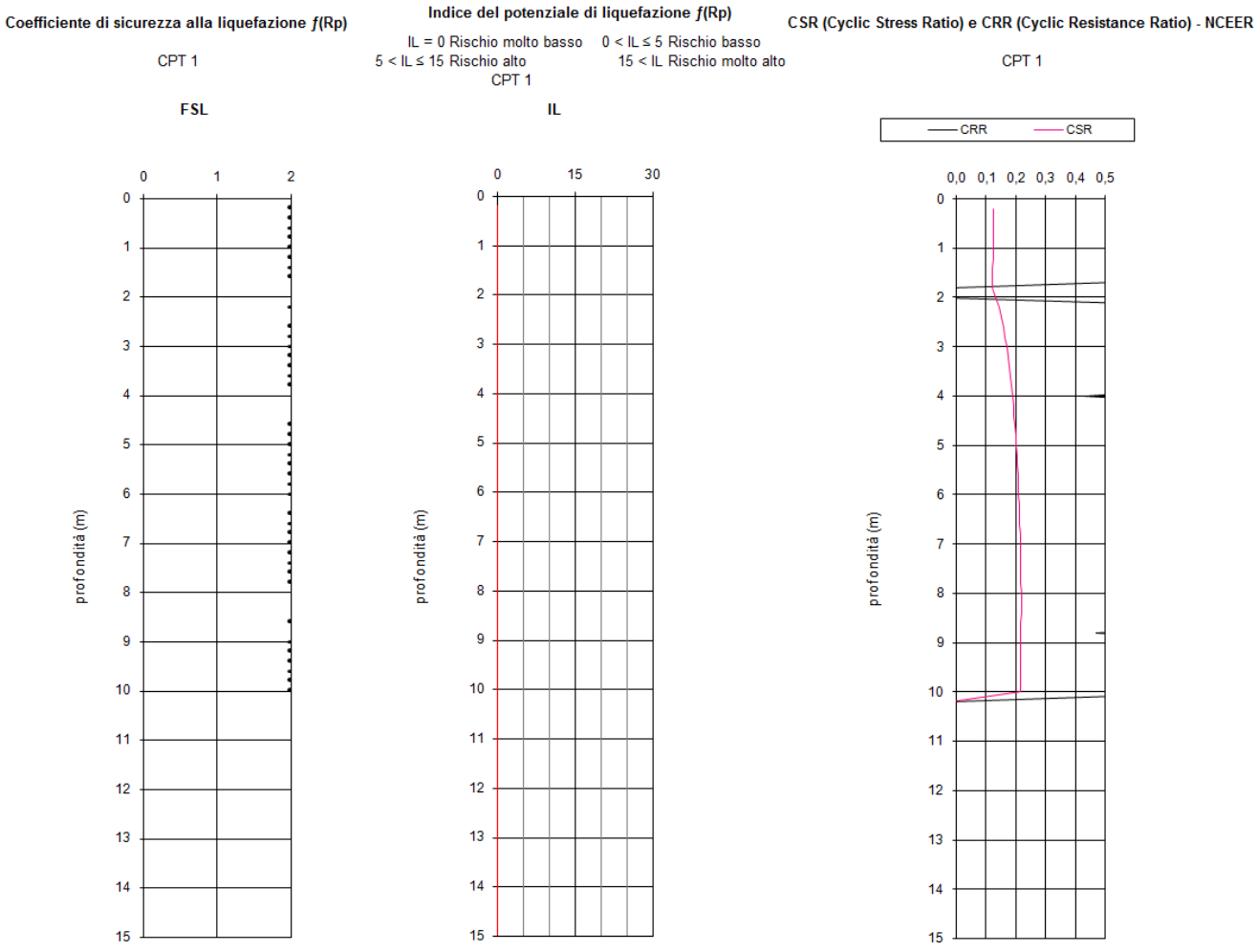
MFR = fattore di scala che può essere valutato in funzione della magnitudo dei terremoti attesi.

Tra i metodi semplificati, quelli basati su prove CPT sono particolarmente raccomandati.

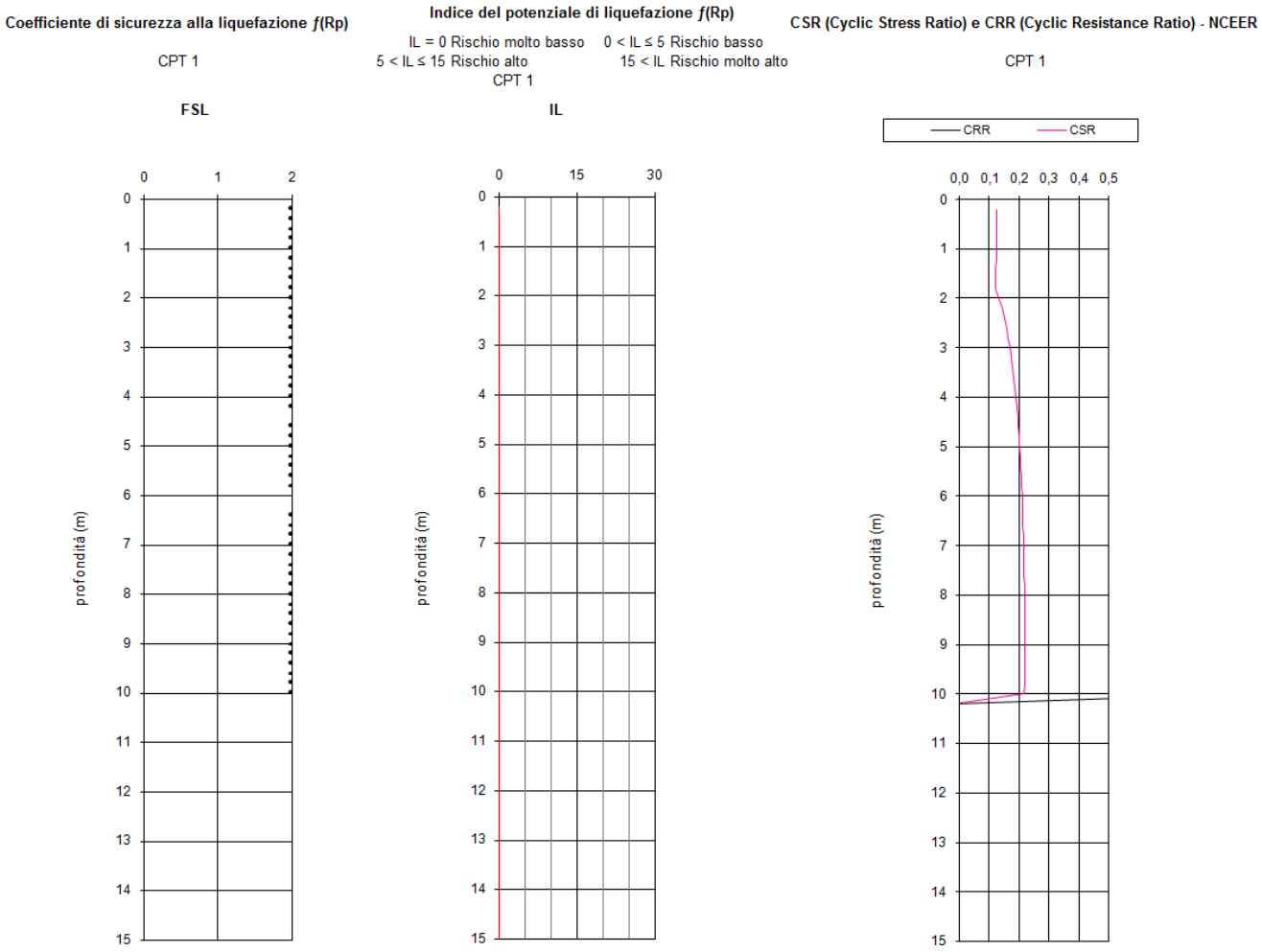
Con il presente metodo viene definito e calcolato anche l'Indice di potenziale di liquefazione IL (Iwasaki, 1978), per tenere conto del fatto che in superficie si risente dell'effetto cumulativo della liquefacibilità degli strati sottostanti.

La verifica è stata eseguita assumendo una magnitudo attesa pari a quella corrispondente al valore ottenuto mediante il metodo di disaggregazione della pericolosità sismica (Mw = 5.0) (Bazzurro e Cornell, 1999; INGV Spallarossa e Barani, 2007) e un'accelerazione su terreno rigido di riferimento pari a quella stimata (per un periodo di ritorno di 475 anni) per il sito dall'analisi di pericolosità sismica di base nazionale (ag = 0.15g). Ipotizzando un terreno di categoria C, a cui corrisponde un fattore di amplificazione pari a 1.5, e quindi un'accelerazione massima orizzontale in superficie di 0.22g.

Come mostrato nelle figure allegate di seguito, nel caso in esame l'assenza di strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda comporta che gli effetti e quindi il rischio dovuto alla liquefazione dei terreni di fondazione è da considerarsi molto basso (IL=0).



Analisi della pericolosità sismica di liquefazione condotta sulla prova CPT 1 secondo il metodo di Robertson e Wride, 1998 (FSL = fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione; IL = indice di potenziale liquefazione; CSR = domanda sismica; CRR = resistenza a liquefazione)



Analisi della pericolosità sismica di liquefazione condotta sulla prova CPT 3 secondo il metodo di Robertson e Wride, 1998 (FSL = fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione; IL = indice di potenziale liquefazione; CSR = domanda sismica; CRR = resistenza a liquefazione)

6 – VERIFICHE DI SICUREZZA

6.1 - Premessa

Il progetto prevede la realizzazione di unità mono e bifamiliari, con altezza massima di 7.5 m, strutturati su due livelli fuori terra, privi di interrato.

Le strutture fondazionali previste saranno del tipo a **platea**, con quota d'intradosso a circa -0.50 m da p.c. attuale, ed estese su di una superficie di circa 100 ÷ 220 mq.

In base alle indagini eseguite si può affermare che i terreni dell'area in oggetto provengono da ambienti deposizionali di tipo alluvionale, in cui si sedimentavano terreni fini argillosi e limosi, in prevalenza, alternati con sottili intercalazioni sabbiose. In particolare è possibile distinguere su l'intera area indagata un primo livello a comportamento coesivo, formato in prevalenza da limi argillosi sino alla profondità di circa -7.0 m.

In questo capitolo si è proceduto per le opere di fondazione alla determinazione, sia in campo statico che in campo sismico, del valore di progetto della Resistenza Rd relativamente agli SLU di tipo geotecnico (collasso per carico limite e per scorrimento dell'insieme fondazione-terreno) e alla verifica di sicurezza nei confronti degli SLE (cedimenti del terreno di fondazione).

Di seguito si è verificata la validità della disequazione **Ed ≤ Rd** per ogni combinazione previsto dalla NTC; Ed è il valore di progetto delle azioni. Al momento della stesura della presente relazione non risultano noti i carichi trasmessi dalle strutture previste al terreno. Queste ultime, pertanto, sono state ipotizzate.

6.2 – Calcolo del valore progettuale di Resistenza Rd agli SLU - GEO

La verifica di cui sopra è stata condotta applicando il seguente approccio progettuale (NTC):

Approccio 2: A1+M1+R3

I valori di progetto delle azioni F e dei parametri geotecnici X (Cu_d, C'_d, ϕ'_d, γ_d) si ricavano dai valori caratteristici, Fk e Xk, ai quali va applicato un coefficiente di sicurezza parziale γ_F e γ_m, utilizzando le seguenti espressioni: $Fk \cdot \gamma_F$ e Xk/γ_m.

I coefficienti parziali relativi alle azioni γ_F sono indicati nella Tab. 6.2.I, mentre i coefficienti γ_m per i parametri del terreno e γ_R per le Resistenze sono ricavati rispettivamente dalle tabelle 6.2.II e 6.4.I delle NTC. Si noti che in campo sismico i coefficienti parziali relativi alle azioni $\gamma_F = 1$.

Il valore di progetto della **capacità portante limite di fondazione Rd** è calcolato mediante l'applicazione della formula di **Hansen** (1970) per fondazioni dirette, sviluppata secondo i suggerimenti di Bowles e con aggiunta dei coefficienti 'z' di Maugeri e Novità (2004) per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma:

$$Rd = [Nc\ Cu_d\ sc\ dc\ ic\ hc_f + \gamma_d\ D_f\ Nq\ sq\ dq\ iq\ hq_f + 0{,}5\ \gamma d\ B\ N\gamma\ s\gamma\ d\gamma\ i\gamma\ h\gamma_f\ r\gamma\ ] / \gamma_R$$

se $\varnothing'_d = 0$ $\qquad Rd = [(2+\pi)Cu_d\ (1 + s'c + d'c - i'c - g'c - b'c)\ hc_f + \gamma d\ D_f]\ r\gamma / \gamma_R$

ove:

Rd = valore di progetto capacità portante limite della fondazione (kPa);
Cu_d = coesione non drenata (angolo di attrito apparente $\varnothing' = 0$);
γd = peso di volume del terreno;
D_f = incastro del piano di posa della fondazione;
Nc, Nq, Nγ = fattori di capacità portante funzione dell'angolo di attrito interno del terreno;
B, L = dimensioni in pianta della fondazione;

s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione;
d_c, d_q, d_γ = fattori di profondità di fondazione;
i_c, i_q, i_γ = fattori di inclinazione del carico;
$hc_f, hq_f, h\gamma_f$ = coefficienti sismici (correzioni di Maugeri e Novità, 2004);
$r\gamma$ = fattore di riduzione per fondazioni grandi (Bowles);
γ_R = Coefficiente di sicurezza parziale per le Resistenze (R1, R2, R3)
- Fattori di capacità portante sono dati da (Vesic, 1973):

$$N_q = e^{\pi \tan\varphi}\, tg^2(45+\varphi/2) \qquad N_c = (Nq-1)\cot g\varphi \qquad N_\gamma = 2(Nq-1)tg\varphi$$

- Fattori di forma (s_i) sono dati da:

$$s_c = 1+(N_q/N_c)(B/L) \qquad s'_c = 0.2(B/L) \qquad s_q = 1+(B/L)tg\varphi \qquad s_\gamma = 1-0.4B/L$$

Per fondazioni circolari B/L=1

- Fattori di profondità (d_i) sono dati da:

$$d_c = 1+0.4k \qquad d'_c = 0.4k \qquad d_q = 1+2tg\varphi(1-\sin\varphi)^2k \qquad d_\gamma = 1$$

con k=D/B se D/B≤1 e k=actg(D/B) se D/B>1

- Fattori di inclinazione del carico (i_i) sono dati da:

$$i_c = i_q-(1-i_q)/(N_q-1) \qquad i_q=(1-0.5H/(V+BLc\cot\varphi))^5 \qquad i_\gamma=(1-0.7H/(V+BLc\cot\varphi))^5$$

$$i'_c = 0.5 - 0.5\sqrt{(1- H/BL c)}$$

con V e H componenti verticale e orizzontale del carico. Se $i_i \neq 0$ allora $s_i = 1$.

Quando $\varphi = 0$, si usano i fattori contraddistinti da un apice.

- Coefficienti sismici (z_i):

Per tener conto degli effetti inerziali del terreno (K_h) si introducono nella formula della capacità portante i seguenti coefficienti moltiplicativi (correzioni di Maugeri e Novità, 2004):

$$h\gamma_f = B(k_h^2\cdot f)+C(k_h\cdot f)+1 \qquad hc_f = D(k_h^2\cdot f)+E(k_h\cdot f)+1 \qquad hq_f = H(k_h^2\cdot f)+I(k_h\cdot f)+1$$

ove K_h =inerzia del terreno, ag =accelerazione massima attesa al sito, Ss e St = coefficienti stratigrafico e topografico; βs = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima.

Cautelativamente nella verifica sismica si pone $dc = dq = d\gamma = 1$

- Fattore di riduzione per fondazioni grandi (Bowles):
$r\gamma = 1 - 0.25 \log(B/2)$ per B>2 m

- Coefficiente di sicurezza parziale per le Resistenze (R1, R2, R3).

$\gamma_R = 1.0$ per la combinazione R1; $\gamma_R = 1.8$ per la comb. R2; $\gamma_R = 2.3$ per la comb. R3.

Le verifiche sono state fatte per gli SLU di tipo geotecnico (GEO) nell'approccio progettuale 2 (A1+M1+R3) sia in campo statico che in campo sismico.

La verifica delle fondazioni in campo sismico è stata eseguita applicando il sistema di Maugeri e Novità (2004).

I valori dei carichi Ed (kPa), agenti alla base della fondazione, sono stati ipotizzati. Si sottolinea che i carichi indicati per le verifiche agli stati limite sono un ipotesi del carico che la fondazione trasmette al terreno, che dovrà essere verificata dal progettista delle strutture, in particolar modo se i carichi reali saranno maggiori di quelli ipotizzati.

Carichi al piano di posa delle fondazioni (Approccio 2 – A1+M1+R3):

Sforzo normale (kPa)	**N (kPa)**
valore non fattorizzati (TA)	20
valore fattorizzate (SLU)	30

6.2.1. Verifica collasso per carico limite agli SLU - GEO in CAMPO STATICO

Tipologia edificio: residenziale				
Tipo di fondazione:	**platea**, con quota intradosso alla -0.5 m da p.c.			
Dimensioni:	B (m) =	12	L (m) =	15
Profondità incastro fondazione (m):		0.5		
Terreni di intradosso: Argille limose Angolo d'attrito interno: $\phi'_d = 0°$ Coesione non drenata: $Cu_d = 50$ kPa Peso di volume: $\gamma_k = 18$ kN/m^3				
Combinazione	**Rd**	**Ed**		
	(kPa)	**(kPa)**		
A1+M1+R3	**110**	**30**		

La verifica risulta soddisfatta poiché Ed ≤ Rd

6.2.2. Verifica collasso per carico limite agli SLU - GEO in CAMPO SISMCO

Mentre studi sperimentali e teorici hanno chiaramente dimostrato che la capacità portante di una fondazione posta su un terreno incoerente si riduce sostanzialmente durante un sisma, non esistono tuttora studi dettagliati che parlano di una riduzione sostanziale della capacità portante in terreni coesivi.

Ad esempio la verifica sismica con l'Eurocodice 8 per terreno coesivo fornisce riduzione di capacità portante non significative.

Studi sperimentali, noti solo negli ultimi tempi (Crespellani, 2007), hanno posto in evidenza che il comportamento a rottura dei terreni coesivi è caratterizzato da due tendenza opposte:

- un incremento della rigidezza e della resistenza con la velocità di applicazione dei carichi;

- una degradazione della rigidezza e della resistenza per fenomeni di fatica.

Per i suddetti motivi si omette il calcolo della capacità portante Rd della fondazione in condizioni sismiche, il cui valore è comunque posto pari al valore calcolato in campo statico (110 kPa).

Le verifiche di sicurezza hanno mostrato, nei due casi, che l'azione del carico Ed è sempre inferiore alla Capacità portante di progetto Rd, quindi la disuguaglianza Ed ≤ Rd è sempre verificata.

6.3 – Verifica di sicurezza agli stati limite di esercizio (SLE) delle fondazioni superficiali

Nella verifica agli stati limite in condizioni di esercizio deve essere verificata l'entità dei cedimenti dei terreni di fondazione (Ed), ossia che sotto le sollecitazioni di progetto il terreno sia stabile e non presenti deformazioni permanenti incompatibili con i requisiti di funzionalità della struttura. Deve essere verificata in particolare la seguente condizione:

$$Ed \leq Cd$$

Una stima dei cedimenti (s) può essere fatta con la seguente relazione, che tiene conto della tensione verticale Pv, indotta dalla sovrastruttura, e dei parametri di compressibilità dei terreni:

$$s = Ho \times \Delta P / Mo$$

ove:

Ho = spessore dello strato compressibile,
ΔP = incremento di pressione calcolato a metà strato considerato,
Mo = Modulo edometrico, legato al valore di Rpd.

Il calcolo del cedimento con la formula suddetta è effettuato con riferimento ad aree di carico infinitamente flessibili.

Come già detto, il sottosuolo investigato è formato superficialmente sino alla profondità di circa -7.0 ÷ 8.0 m di terreni fini prevalentemente limoso argillosi. Trattasi di materiali anche compressibili, con caratteristiche geotecniche mediocri, che possono dare luogo a cedimenti per consolidazione.

I valori dei carichi Ed (kPa), agenti alla base della platea di fondazione, sono stati ipotizzati. Il carico in fondazione agli SLE si assume pari a circa 20 kPa.

Applicando la formula suddetta per una fondazione a platea, di dimensioni di circa 12 × 15 m e gettata alla profondità di 0.50 m dal p.c. attuale, si calcolano i seguenti valori di cedimento in corrispondenza delle tre prove eseguite:

Prova n.	s (cm)
CPT1	2.8
CPT2	2.7
CPT3	3.2

I suddetti valori di cedimento risultano inferiori al cedimento massimo ammissibile che, per una platea di fondazione su terreni coesivi argillosi, risulta di 65-100 mm a seconda degli autori (Skempton e McDonald, 1956; Burland et al., 1977).

Al fine di assorbire tali deformazioni del sottosuolo, accentuate anche da eventuali disunifomità della distribuzione dei carichi d'esercizio sul terreno, che potrebbero generare pericolosi sforzi di taglio soprattutto nelle zone di cerniera, si consiglia di adottare strutture di fondazione sufficientemente rigide o di realizzare adeguati irrigidimenti strutturali.

7 – CONCLUSIONI

Dalle indagini effettuate nell'area di intervento si possono trarre le seguenti conclusioni:

Stratigrafia. Nell'area in oggetto il sottosuolo è costituito superficialmente da **terreni limoso argillosi**, i quali in alternanza con sottili intercalazioni sabbiose e limoso sabbiose continuano sino alla profondità di circa 7.0 m; seguono, fino alla massima profondità raggiunta dalle prove, **terreni sabbiosi** in prevalenza e, localmente, argilloso limosi.

Falda idrica. Le misure freatimetriche effettuate nell'area di intervento durante l'esecuzione dell'indagine hanno rilevato la falda idrica ad una quota media di circa -2.30 m dal p.c. attuale (-2.60 m dal c.s. di riferimento).

Sismicità del sito. Dalla ricostruzione del quadro geofisico emerso dal seguente studio e dalle indicazioni normative si prevede l'inserimento del sito d'indagine nella **Categoria C**. Inoltre il rischio dovuto alla liquefazione dei terreni è da considerarsi molto basso.

Verifiche di sicurezza. Il valore di progetto della **capacità portante limite di fondazione Rd**, nell'ipotesi di usare platee di fondazione, è stimata pari a (approccio 2: A1+M1+R3):

- in campo statico/sismico: Rd = 110 kPa

Le verifiche di sicurezza hanno mostrato, nei due casi, che l'azione del carico Ed è sempre inferiore alla capacità portante di progetto Rd, quindi la disuguaglianza $Ed \leq Rd$ è sempre verificata.

L'entità dei cedimenti, che si matureranno nel tempo, si stimano sino in circa 3.0 cm.

Stabilità degli scavi. Non sono previsti scavi a oltre -1.5 m dal p.c.

Le precauzioni da adottare in fase costruttiva possono essere cosi riassunte:

- evitare scavi approfonditi e successivi riporti al di sotto del piano di fondazione per non diminuire lo stato di addensamento del materiale in posto;

- controllare che il piano di posa della fondazione sia posto su almeno 10 cm di magrone;

- al fine di assorbire deformazioni del sottosuolo, legate sia a locali disomogeneità stratigrafiche non rilevate nel corso delle indagini, che a disuniformità della distribuzione dei carichi d'esercizio sul terreno, che potrebbero generare sforzi di taglio, si consiglia di adottare strutture adeguatamente rigide.

Vicenza, 31 ottobre 2014 Dr. Geol. Luca Dal Molin

Parametri sismici e spettri di risposta

Coordinate geografiche della località in esame				
Input da Comuni d'Italia	LON [°]	LAT [°]	Tolleranza [°]	[km]
Località	11,559	45,525	0,001	0,136

Coordinate geografiche dei 4 punti del reticolo				
ID	LON	LAT	DIST [°]	[km]
12294	11,566	45,52	0,007	0,771
12293	11,495	45,518	0,046	5,076
12072	11,564	45,57	0,045	5,011
12071	11,493	45,568	0,063	7,036

VITA DELLA STRUTTURA

Vita nominale	V_N	50	[anni]
Classe d'uso	C_U	II	
Vita di riferimento	V_R	50	[anni]

CARATTERISTICHE SISMICHE TERRENO

Topografia		T1
Coeff. topografico	S_T	1,0
Categoria suolo		C

	SL	P_{VR}	T_R	a_g	F_o	T_C^*	S	Tb	T_C	T_D	F_v
sle	Operatività	81%	30	0,380	2,56	0,24	1,50	0,13	0,40	1,75	0,67
sle	Danno	63%	50	0,521	2,44	0,26	1,50	0,14	0,42	1,81	0,75
slu	Salv. Vita	10%	475	1,445	2,42	0,29	1,49	0,15	0,46	2,18	1,24
slu	Collasso	5%	975	1,888	2,44	0,29	1,42	0,15	0,46	2,36	1,43

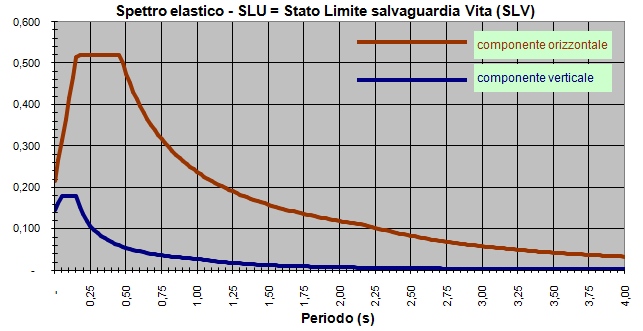
SMORZAMENTO E FATTORE DI STRUTTURA

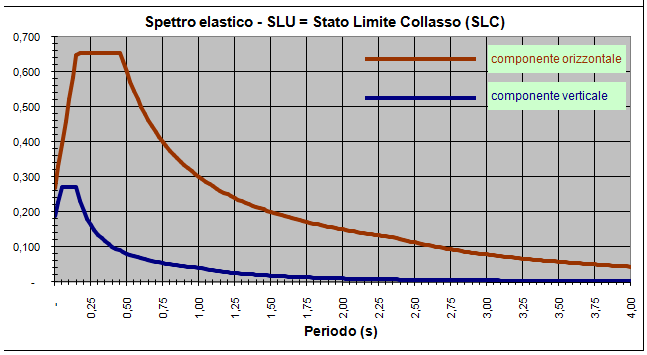
Smorzamento viscoso equivalente :	ξ =	5,0
Behavior factor adottato :	q =	3,00 ← sisma orizzontale
Behavior factor adottato :	q =	1,50 ← sisma verticale

SPETTRI ELASTICI SLU

Spettro normalizzato Sd/g (accelerazione/gravità)

Tr = 475 anni (SLV)
Tr = 975 anni (SLC)

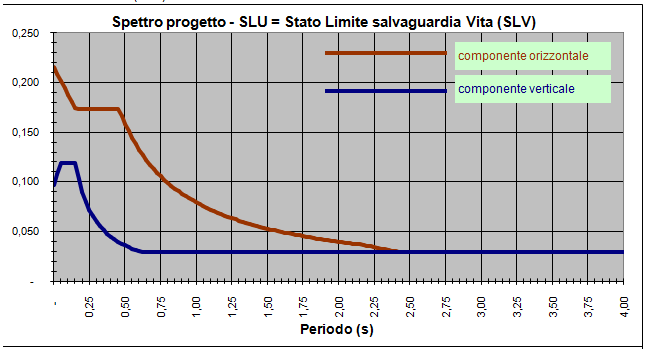


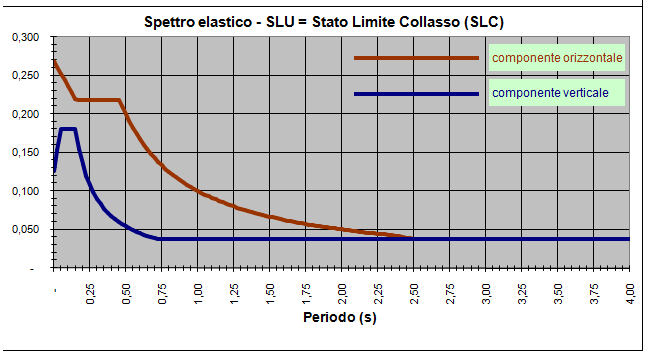


SPETTRI ELASTICI SLU DI PROGETTO

Spettro normalizzato Sd/g (accelerazione/gravità)

Tr = 475 anni (SLV)
Tr = 975 anni (SLC)

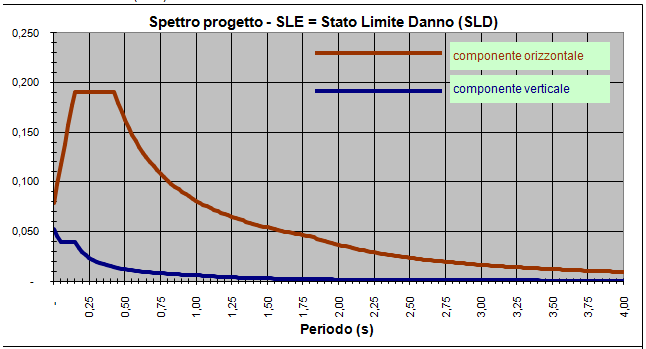


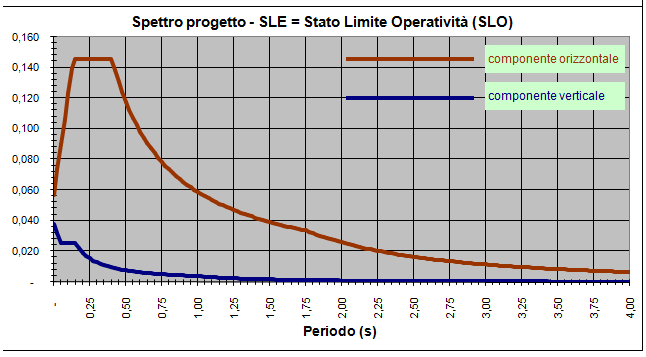


SPETTRI ELASTICI SLE DI PROGETTO

Spettro normalizzato Sd/g (accelerazione/gravità)

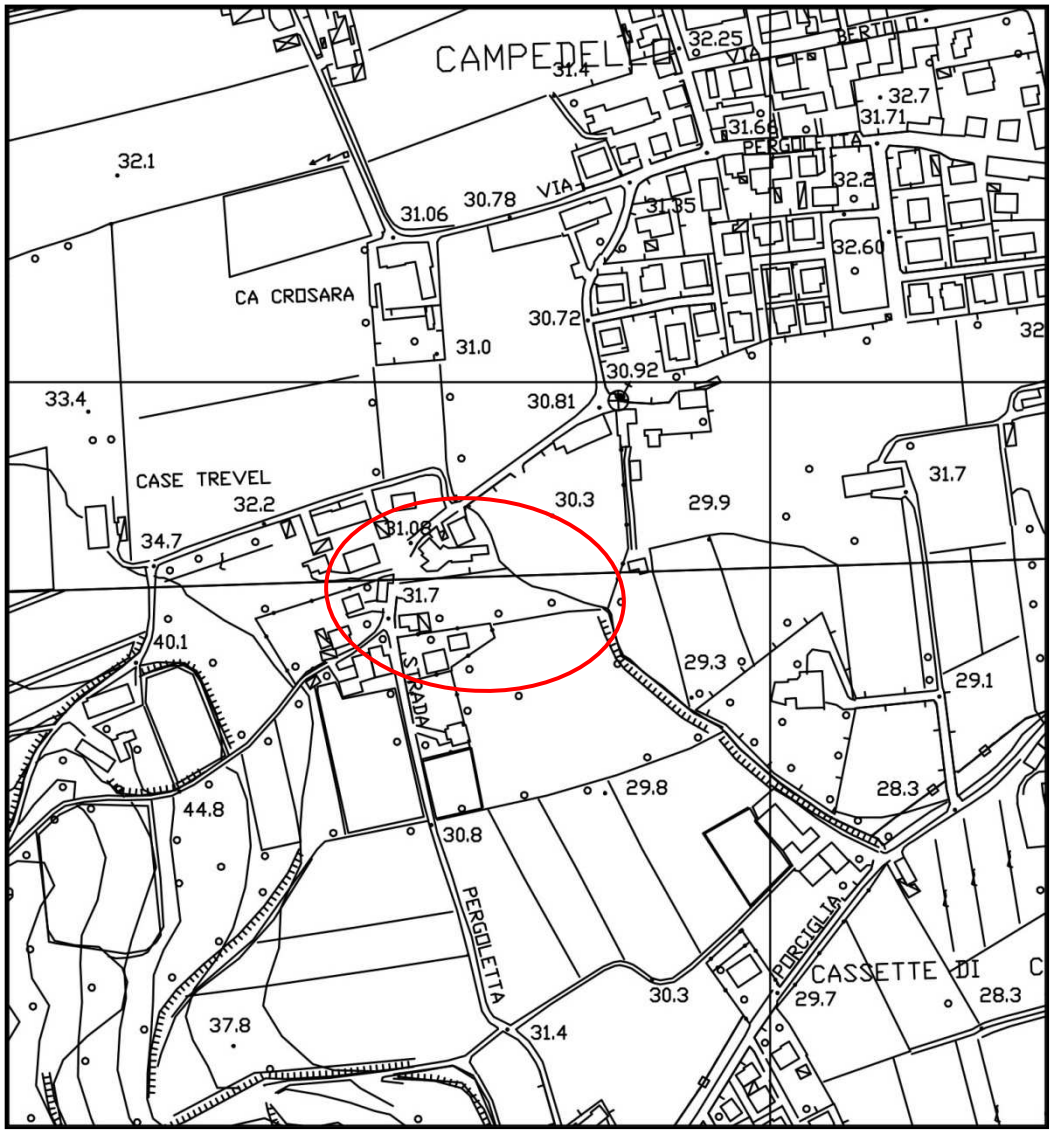
Tr = 50 anni (SLD)
Tr = 30 anni (SLO)





CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI- Cu					
Metodo di Hansen, 1970, come illustrato da Bowles, 1991*					
Riferimenti legislativi: DM 14/01/08 e Circolare CSLLPP 617/09					
		KPa		KPa	
Verifica capacità portante verticale	Rd	**110**	Ed	**30**	
Verifica allo slittamento	Rd	**0**	Ed	**0**	
INPUT GEOTECNICO					
FS globale gamma-R	γ_R	**2,30**			
Carico verticale sulla fondaz, KN	Nd	**5400**			
Coesione non drenata di progetto, kPa	Cud	**50**		s'c	0,16
Coesione non drenata (softened) di progetto, kPa	Cus,d	**0**		d'c	0,02
Densità vespaio o riporto, kN m-3	γ' v	**18**		i'c	0
Profondità di incasso	D	**0,5**		b'c	0
Larghezza di fondazione, m	B	**12**		rg	0,81
Lunghezza fondazione, m	L	**15**			
Eccentricità secondo B, m	eb	**0**			
Eccentricità secondo L, m	el	**0**			
Inclinazione del piano campagna, gradi	b	**0**			
Frazione spinta passiva, %	Epd	**0**			
VALORI DERIVATI					
Area efficace (con eccentricità)	A'	180			
Taglio sismico, KN	H	0			
Pressione sul terreno in condizioni statiche, kN	P	30			
* Bowles, "Fondazioni, progetto e analisi", Mc Graw hill Italia, 1991,					

Tab. 1. Fondazione A PLATEA. Verifica collasso per carico limite agli SLU - GEO in CAMPO STATICO: Combinazione (A1+M1+R3)



SCALA 1:5000

ESTRATTO C.T.R.

SCALA 1:2.000

ESTRATTO CATASTALE

SCALA 1:500

UBICAZIONE INDAGINI IN SITO

Dott. Geol. Alberto Dinali
Via Chiesanuova, 217 - 35136 Padova
Tel. e fax: 049/8726831 - cell. 338/4381010

PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT 1
LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA

2.010496-099

- committente : Carraro Giuliano e Carraro Franco
- lavoro : P.U.A. Pergoletta (Zona C14)
- località : Vicenza, Strada della Pergoletta
- note : Quota p.c. alla -0.27 m da q. 0.00
- data : 28/10/2014
- quota inizio : c.s. 0.00 di rif.
- prof. falda : 2,60 m da quota inizio
- pagina : 1

prf	LP	LL	Rp	RL	Rp/Rl	prf	LP	LL	Rp	RL	Rp/Rl
m	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	-	m	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	-
0,20	----	----	--	------	----	5,20	14,0	20,0	14,0	0,40	35,0
0,40	15,0	23,0	15,0	0,53	28,0	5,40	7,0	13,0	7,0	0,40	17,0
0,60	13,0	23,0	13,0	0,67	19,0	5,60	11,0	16,0	11,0	0,33	33,0
0,80	14,0	27,0	14,0	0,87	16,0	5,80	14,0	24,0	14,0	0,67	21,0
1,00	12,0	24,0	12,0	0,80	15,0	**6,00**	15,0	25,0	15,0	0,67	22,0
1,20	15,0	26,0	15,0	0,73	20,0	6,20	24,0	35,0	24,0	0,73	33,0
1,40	15,0	28,0	15,0	0,87	17,0	6,40	18,0	30,0	18,0	0,80	22,0
1,60	20,0	35,0	20,0	1,00	20,0	6,60	18,0	30,0	18,0	0,80	22,0
1,80	30,0	50,0	30,0	1,33	22,0	6,80	9,0	20,0	9,0	0,73	12,0
2,00	30,0	44,0	30,0	0,93	32,0	**7,00**	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0
2,20	19,0	37,0	19,0	1,20	16,0	7,20	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0
2,40	32,0	44,0	32,0	0,80	40,0	7,40	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0
2,60	13,0	23,0	13,0	0,67	19,0	7,60	21,0	34,0	21,0	0,87	24,0
2,80	5,0	12,0	5,0	0,47	11,0	7,80	22,0	33,0	22,0	0,73	30,0
3,00	12,0	16,0	12,0	0,27	45,0	**8,00**	56,0	80,0	56,0	1,60	35,0
3,20	10,0	18,0	10,0	0,53	19,0	8,20	55,0	77,0	55,0	1,47	37,0
3,40	13,0	21,0	13,0	0,53	24,0	8,40	85,0	104,0	85,0	1,27	67,0
3,60	10,0	18,0	10,0	0,53	19,0	8,60	26,0	44,0	26,0	1,20	22,0
3,80	10,0	16,0	10,0	0,40	25,0	8,80	60,0	73,0	60,0	0,87	69,0
4,00	32,0	40,0	32,0	0,53	60,0	**9,00**	16,0	30,0	16,0	0,93	17,0
4,20	70,0	90,0	70,0	1,33	52,0	9,20	10,0	25,0	10,0	1,00	10,0
4,40	67,0	86,0	67,0	1,27	53,0	9,40	34,0	50,0	34,0	1,07	32,0
4,60	30,0	57,0	30,0	1,80	17,0	9,60	18,0	30,0	18,0	0,80	22,0
4,80	18,0	30,0	18,0	0,80	22,0	9,80	30,0	50,0	30,0	1,33	22,0
5,00	16,0	24,0	16,0	0,53	30,0	**10,00**	34,0	50,0	34,0	1,07	32,0

- PENETROMETRO STATICO tipo da 20 t - (con anello allargatore) -
- COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità Avanzamento punta 2 cm/s
- punta meccanica tipo Begemann ø = 35.7 mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
- manicotto laterale (superficie 150 cm²)

P.IVA 03593380284 e-mail: albdinal@tin.it

Dott. Geol. Alberto Dinali
Via Chiesanuova, 217 - 35136 Padova
Tel. e fax: 049/8726831 - cell. 338/4381010

Rifer. 05-14

PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT 2
LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA

2.010496-099

- committente : Carraro Giuliano e Carraro Franco
- lavoro : P.U.A. Pergoletta (Zona C14)
- località : Vicenza, Strada della Pergoletta
- note : Quota p.c. alla -0.70 m da q. 0.00
- data : 28/10/2014
- quota inizio : c.s. 0.00 di rif.
- prof. falda : 2,60 m da quota inizio
- pagina : 1

prf	LP	LL	Rp	RL	Rp/Rl	prf	LP	LL	Rp	RL	Rp/Rl
m	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	-	m	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	-
0,20	----	----	--	------	----	4,20	39,0	41,0	39,0	0,13	292,0
0,40	----	----	--	------	----	4,40	27,0	40,0	27,0	0,87	31,0
0,60	15,0	23,0	15,0	0,53	28,0	4,60	10,0	21,0	10,0	0,73	14,0
0,80	15,0	22,0	15,0	0,47	32,0	4,80	10,0	16,0	10,0	0,40	25,0
1,00	13,0	20,0	13,0	0,47	28,0	**5,00**	11,0	18,0	11,0	0,47	24,0
1,20	15,0	30,0	15,0	1,00	15,0	5,20	8,0	16,0	8,0	0,53	15,0
1,40	14,0	30,0	14,0	1,07	13,0	5,40	8,0	14,0	8,0	0,40	20,0
1,60	16,0	31,0	16,0	1,00	16,0	5,60	28,0	44,0	28,0	1,07	26,0
1,80	13,0	27,0	13,0	0,93	14,0	5,80	14,0	25,0	14,0	0,73	19,0
2,00	11,0	24,0	11,0	0,87	13,0	**6,00**	40,0	54,0	40,0	0,93	43,0
2,20	12,0	20,0	12,0	0,53	22,0	6,20	24,0	40,0	24,0	1,07	22,0
2,40	14,0	23,0	14,0	0,60	23,0	6,40	12,0	25,0	12,0	0,87	14,0
2,60	12,0	18,0	12,0	0,40	30,0	6,60	10,0	20,0	10,0	0,67	15,0
2,80	15,0	22,0	15,0	0,47	32,0	6,80	7,0	14,0	7,0	0,47	15,0
3,00	16,0	26,0	16,0	0,67	24,0	**7,00**	5,0	10,0	5,0	0,33	15,0
3,20	14,0	23,0	14,0	0,60	23,0	7,20	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
3,40	22,0	31,0	22,0	0,60	37,0	7,40	12,0	20,0	12,0	0,53	22,0
3,60	13,0	24,0	13,0	0,73	18,0	7,60	40,0	50,0	40,0	0,67	60,0
3,80	6,0	14,0	6,0	0,53	11,0	7,80	42,0	60,0	42,0	1,20	35,0
4,00	10,0	20,0	10,0	0,67	15,0	**8,00**	50,0	63,0	50,0	0,87	58,0

- PENETROMETRO STATICO tipo da 20 t - (con anello allargatore) -
- COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità Avanzamento punta 2 cm/s
- punta meccanica tipo Begemann ø = 35.7 mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
- manicotto laterale (superficie 150 cm²)

P.IVA 03593380284 e-mail: albdinal@tin.it

Dott. Geol. Alberto Dinali
Via Chiesanuova, 217 - 35136 Padova
Tel. e fax: 049/8726831 - cell. 338/4381010

PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT 3
LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA

2.010496-099

- committente : Carraro Giuliano e Carraro Franco
- lavoro : P.U.A. Pergoletta (Zona C14)
- località : Vicenza, Strada della Pergoletta
- note : Quota p.c. alla -0.15 m da q. 0.00
- data : 28/10/2014
- quota inizio : c.s. 0.00 di rif.
- prof. falda : 2,60 m da quota inizio
- pagina : 1

prf	LP	LL	Rp	RL	Rp/Rl	prf	LP	LL	Rp	RL	Rp/Rl
m	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	-	m	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	-
0,20	----	----	--	------	----	5,20	14,0	26,0	14,0	0,80	17,0
0,40	16,0	35,0	16,0	1,27	13,0	5,40	7,0	18,0	7,0	0,73	10,0
0,60	17,0	35,0	17,0	1,20	14,0	5,60	4,0	8,0	4,0	0,27	15,0
0,80	15,0	30,0	15,0	1,00	15,0	5,80	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0
1,00	14,0	37,0	14,0	1,53	9,0	**6,00**	33,0	54,0	33,0	1,40	24,0
1,20	17,0	38,0	17,0	1,40	12,0	6,20	50,0	62,0	50,0	0,80	62,0
1,40	20,0	40,0	20,0	1,33	15,0	6,40	20,0	40,0	20,0	1,33	15,0
1,60	20,0	44,0	20,0	1,60	12,0	6,60	20,0	30,0	20,0	0,67	30,0
1,80	15,0	30,0	15,0	1,00	15,0	6,80	9,0	18,0	9,0	0,60	15,0
2,00	24,0	40,0	24,0	1,07	22,0	**7,00**	5,0	10,0	5,0	0,33	15,0
2,20	16,0	30,0	16,0	0,93	17,0	7,20	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0
2,40	16,0	27,0	16,0	0,73	22,0	7,40	6,0	9,0	6,0	0,20	30,0
2,60	11,0	18,0	11,0	0,47	24,0	7,60	20,0	30,0	20,0	0,67	30,0
2,80	12,0	18,0	12,0	0,40	30,0	7,80	15,0	23,0	15,0	0,53	28,0
3,00	9,0	15,0	9,0	0,40	22,0	**8,00**	13,0	25,0	13,0	0,80	16,0
3,20	13,0	20,0	13,0	0,47	28,0	8,20	13,0	24,0	13,0	0,73	18,0
3,40	8,0	15,0	8,0	0,47	17,0	8,40	16,0	25,0	16,0	0,60	27,0
3,60	19,0	30,0	19,0	0,73	26,0	8,60	13,0	22,0	13,0	0,60	22,0
3,80	15,0	22,0	15,0	0,47	32,0	8,80	20,0	30,0	20,0	0,67	30,0
4,00	11,0	21,0	11,0	0,67	16,0	**9,00**	18,0	34,0	18,0	1,07	17,0
4,20	15,0	26,0	15,0	0,73	20,0	9,20	14,0	24,0	14,0	0,67	21,0
4,40	50,0	70,0	50,0	1,33	37,0	9,40	16,0	30,0	16,0	0,93	17,0
4,60	22,0	38,0	22,0	1,07	21,0	9,60	25,0	42,0	25,0	1,13	22,0
4,80	12,0	25,0	12,0	0,87	14,0	9,80	32,0	50,0	32,0	1,20	27,0
5,00	16,0	27,0	16,0	0,73	22,0	**10,00**	33,0	55,0	33,0	1,47	22,0

- PENETROMETRO STATICO tipo da 20 t - (con anello allargatore) -
- COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità Avanzamento punta 2 cm/s
- punta meccanica tipo Begemann ø = 35.7 mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
- manicotto laterale (superficie 150 cm²)

P.IVA 03593380284 e-mail: albdinal@tin.it

Dott. Geol. Alberto Dinali
Via Chiesanuova, 217 - 35136 Padova
Tel. e fax: 049/8726831 - cell. 338/4381010

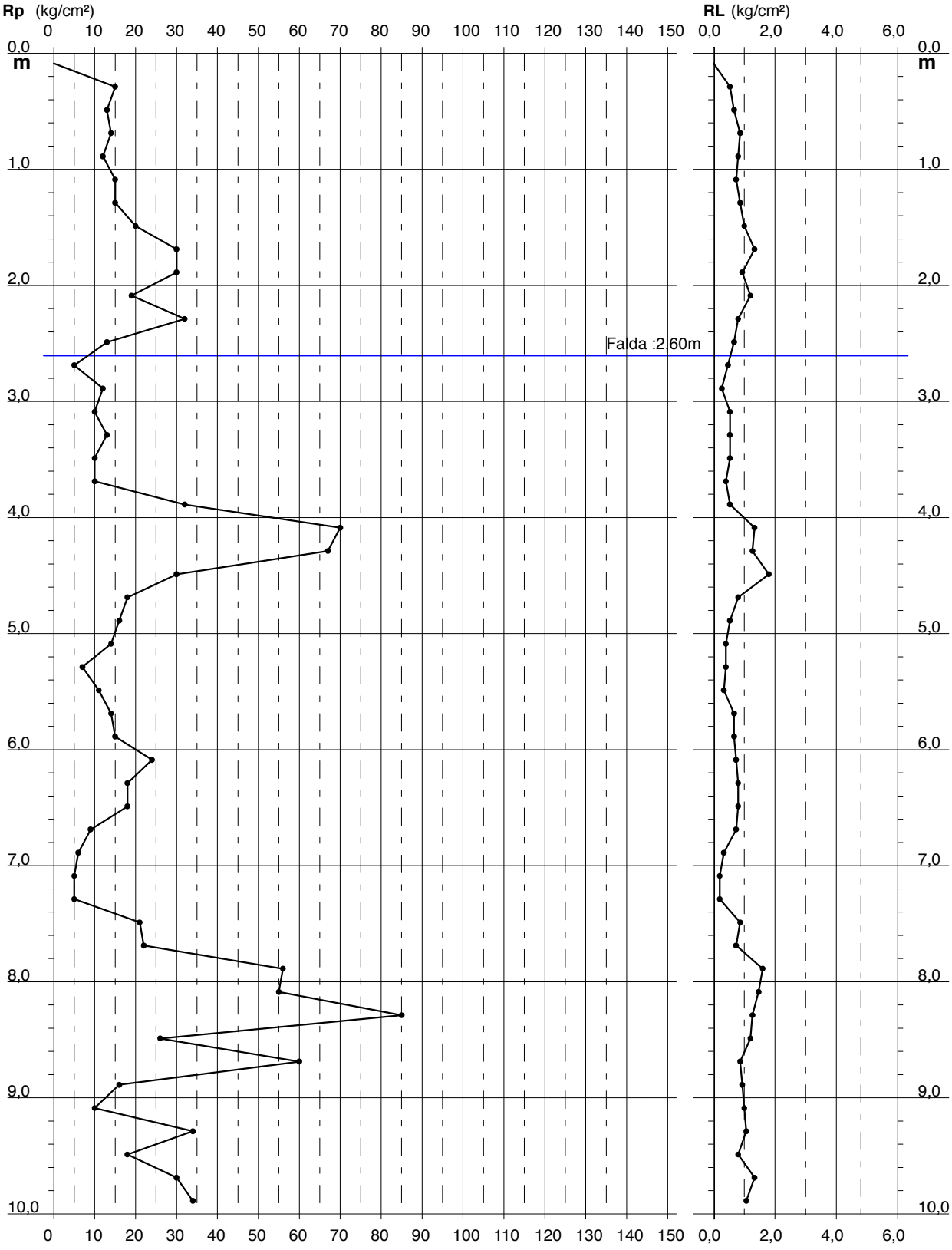
Rifer. 05-14

PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

2.010496-099

- committente :	Carraro Giuliano e Carraro Franco	- data :	28/10/2014
- lavoro :	P.U.A. Pergoletta (Zona C14)	- quota inizio :	c.s. 0.00 di rif.
- località :	Vicenza, Strada della Pergoletta	- prof. falda :	2,60 m da quota inizio
- note :	Quota p.c. alla -0.27 m da q. 0.00	- scala vert.:	1 : 50



P.IVA 03593380284 e-mail: albdinal@tin.it

Dott. Geol. Alberto Dinali
Via Chiesanuova, 217 - 35136 Padova
Tel. e fax: 049/8726831 - cell. 338/4381010

Rifer. 05-14

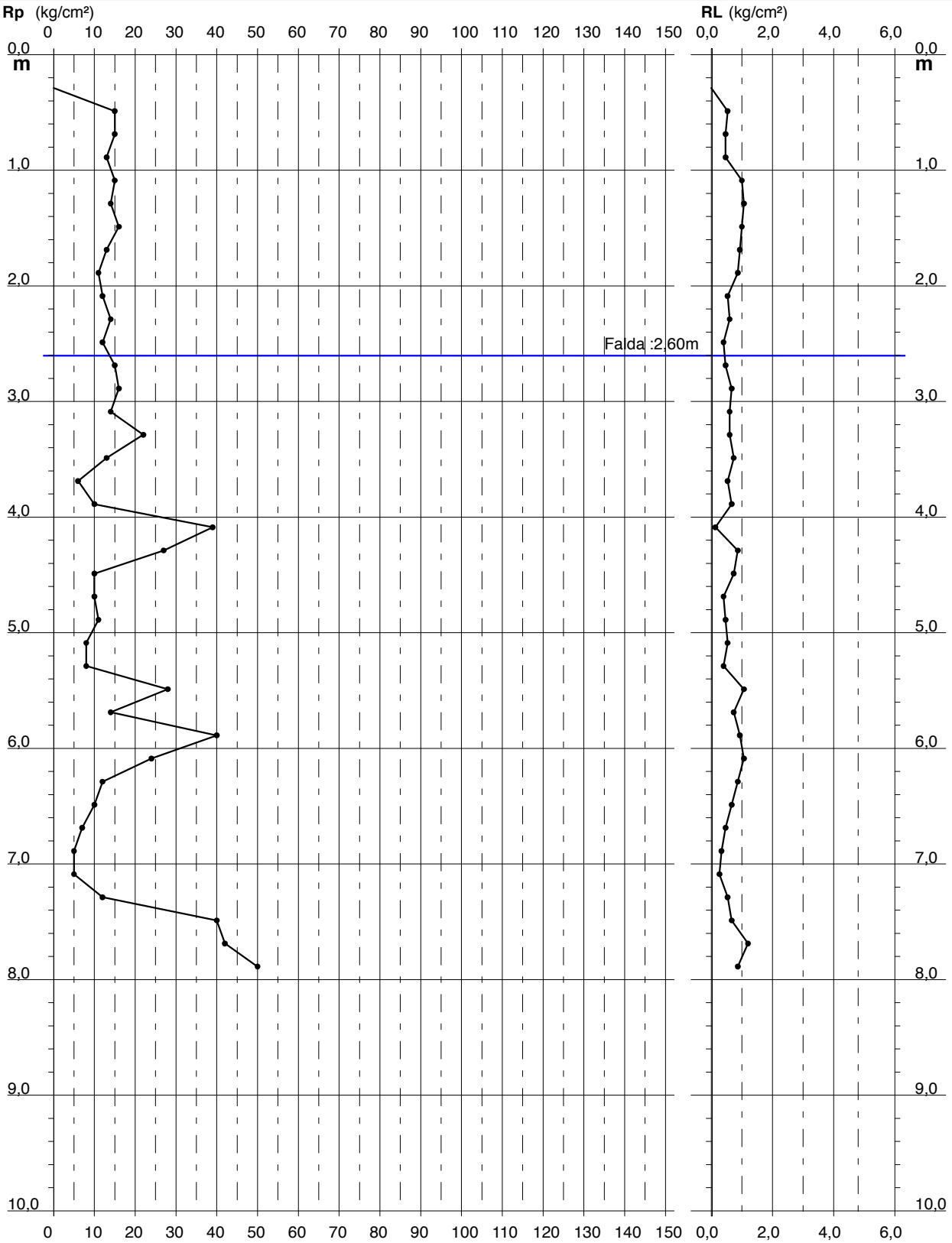
PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 2

2.010496-099

- committente : Carraro Giuliano e Carraro Franco
- lavoro : P.U.A. Pergoletta (Zona C14)
- località : Vicenza, Strada della Pergoletta
- note : Quota p.c. alla -0.70 m da q. 0.00

- data : 28/10/2014
- quota inizio : c.s. 0.00 di rif.
- prof. falda : 2,60 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 50



P.IVA 03593380284 e-mail: albdinal@tin.it

Dott. Geol. Alberto Dinali
Via Chiesanuova, 217 - 35136 Padova
Tel. e fax: 049/8726831 - cell. 338/4381010

Rifer. 05-14

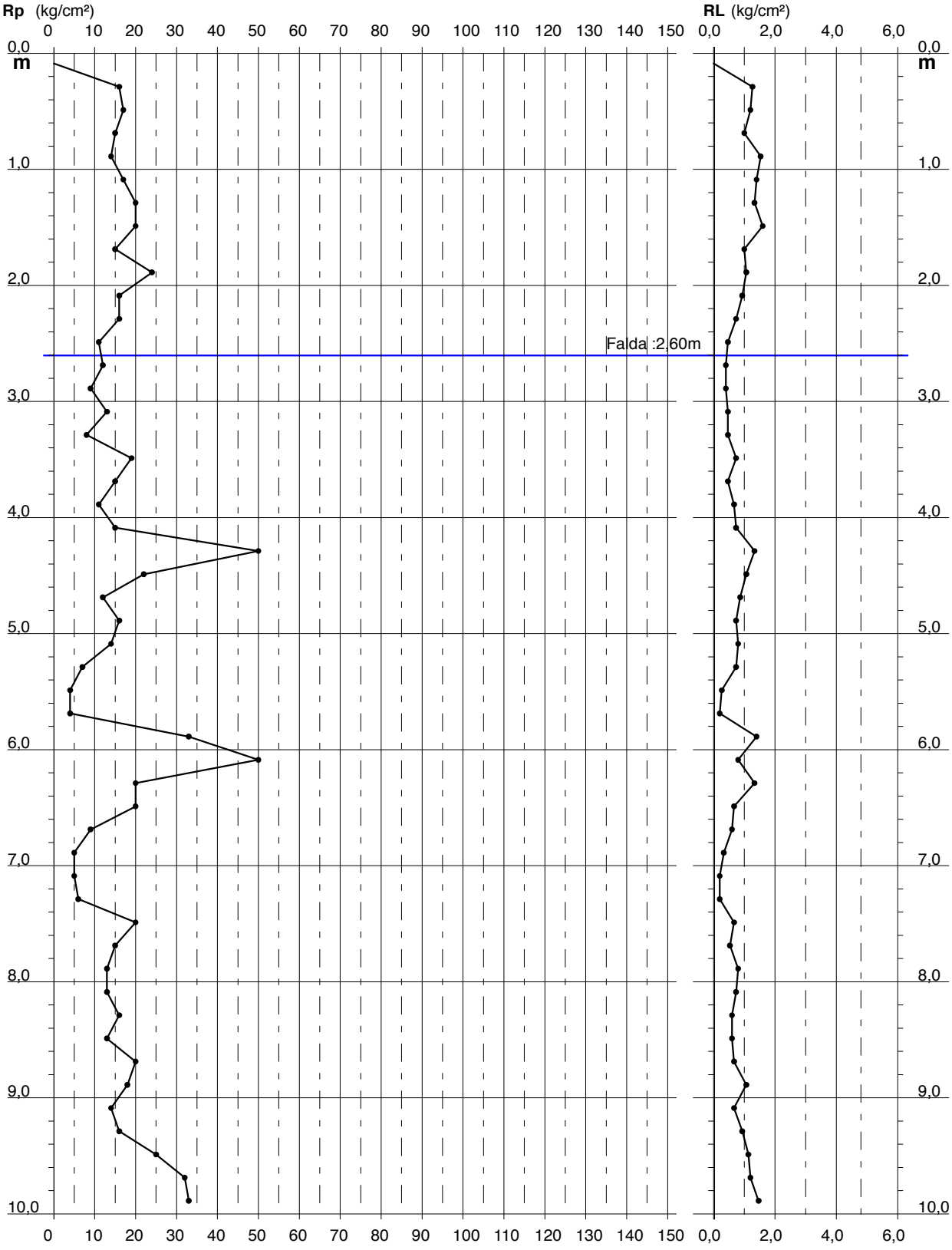
PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 3

2.010496-099

- committente : Carraro Giuliano e Carraro Franco
- lavoro : P.U.A. Pergoletta (Zona C14)
- località : Vicenza, Strada della Pergoletta
- note : Quota p.c. alla -0.15 m da q. 0.00

- data : 28/10/2014
- quota inizio : c.s. 0.00 di rif.
- prof. falda : 2,60 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 50



P.IVA 03593380284 e-mail: albdinal@tin.it

Dott. Geol. Alberto Dinali
Via Chiesanuova, 217 - 35136 Padova
Tel. e fax: 049/8726831 - cell. 338/4381010

Rifer. 05-14

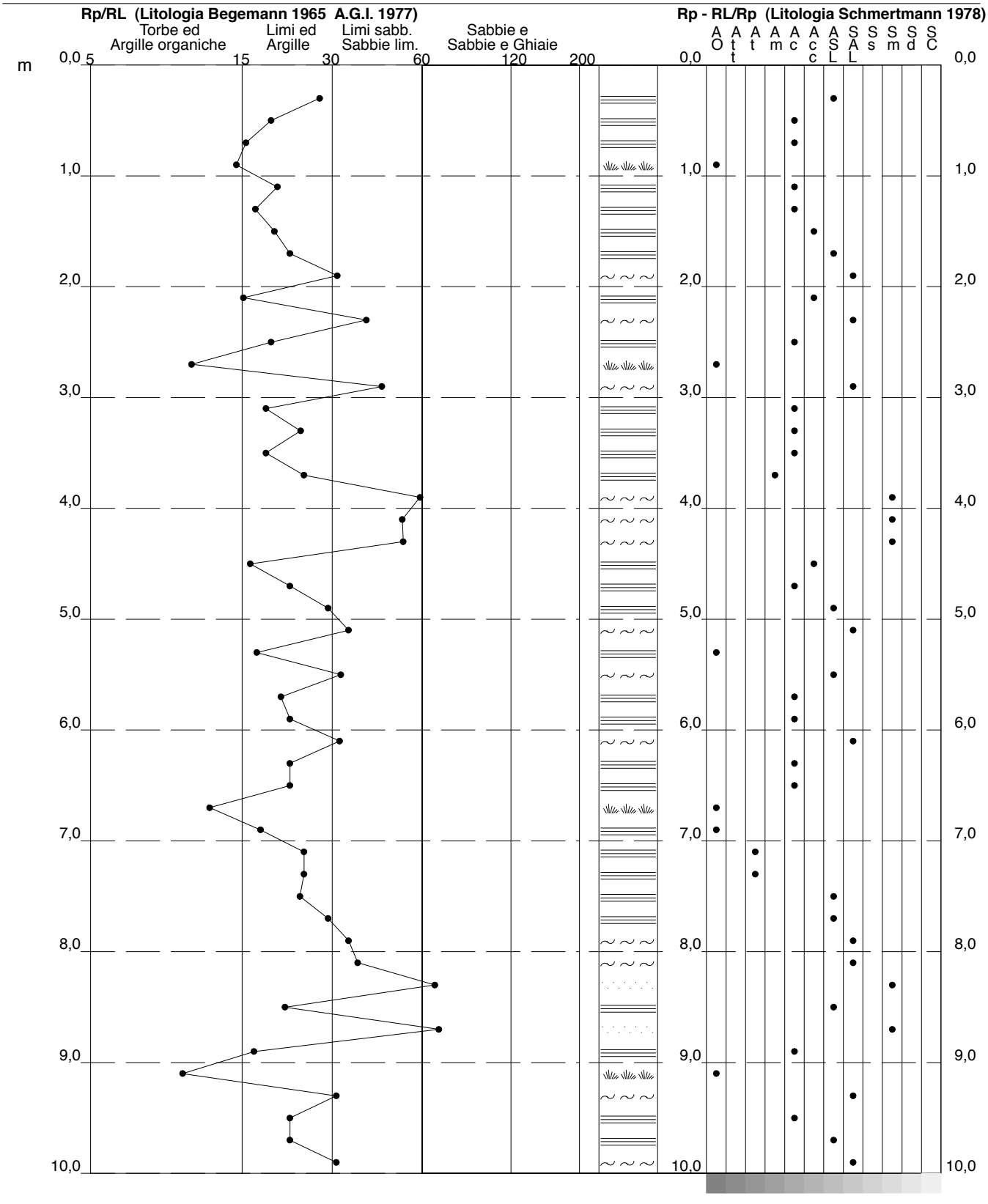
PROVA PENETROMETRICA STATICA
VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 1

2.010496-099

- committente : Carraro Giuliano e Carraro Franco
- lavoro : P.U.A. Pergoletta (Zona C14)
- località : Vicenza, Strada della Pergoletta
- note : Quota p.c. alla -0.27 m da q. 0.00

- data : 28/10/2014
- quota inizio : c.s. 0.00 di rif.
- prof. falda : 2,60 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 50



P.IVA 03593380284 e-mail: albdinal@tin.it

Dott. Geol. Alberto Dinali
Via Chiesanuova, 217 - 35136 Padova
Tel. e fax: 049/8726831 - cell. 338/4381010

Rifer. 05-14

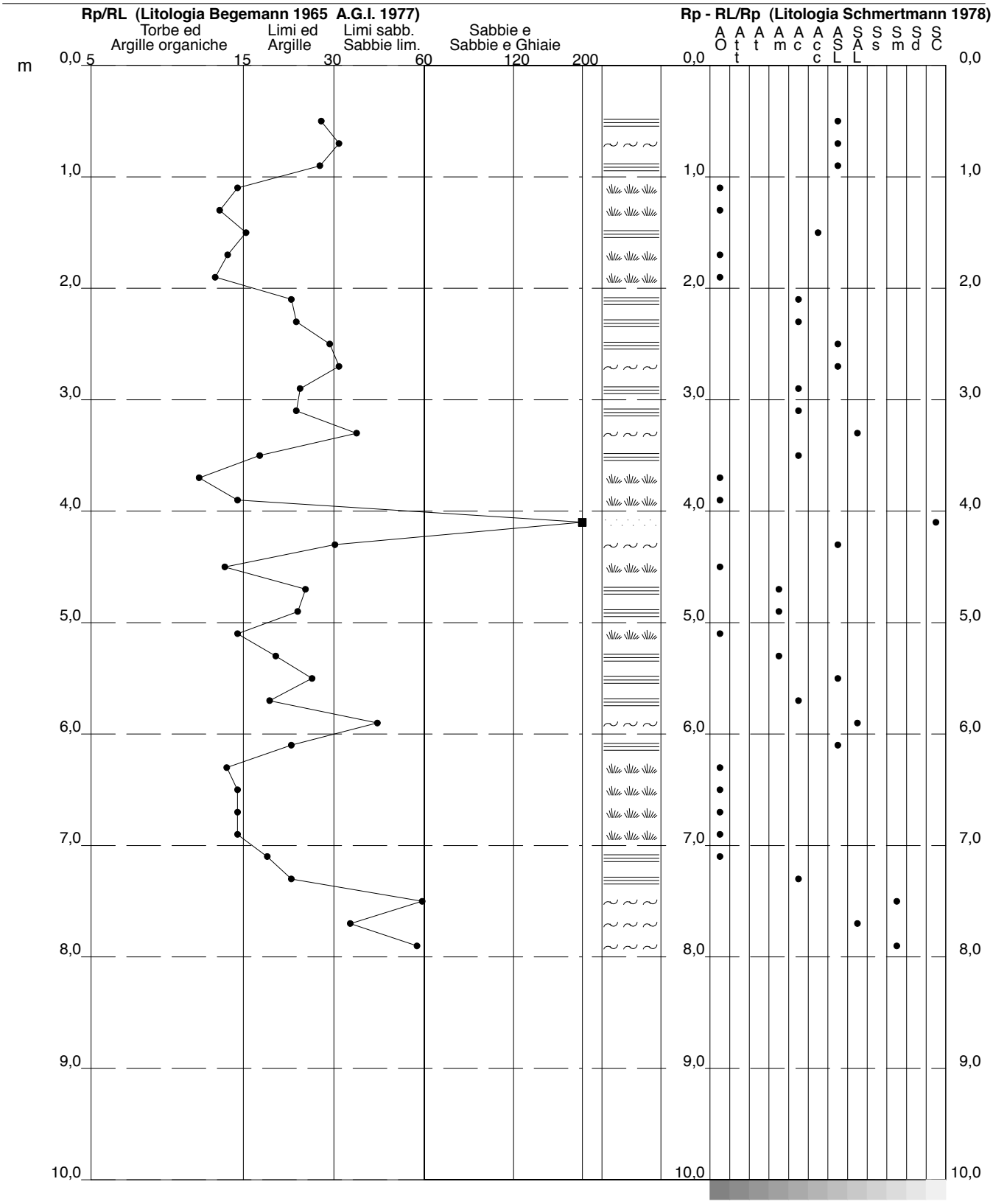
PROVA PENETROMETRICA STATICA
VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 2

2.010496-099

- committente : Carraro Giuliano e Carraro Franco
- lavoro : P.U.A. Pergoletta (Zona C14)
- località : Vicenza, Strada della Pergoletta
- note : Quota p.c. alla -0.70 m da q. 0.00

- data : 28/10/2014
- quota inizio : c.s. 0.00 di rif.
- prof. falda : 2,60 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 50



P.IVA 03593380284 e-mail: albdinal@tin.it

Dott. Geol. Alberto Dinali
Via Chiesanuova, 217 - 35136 Padova
Tel. e fax: 049/8726831 - cell. 338/4381010

Rifer. 05-14

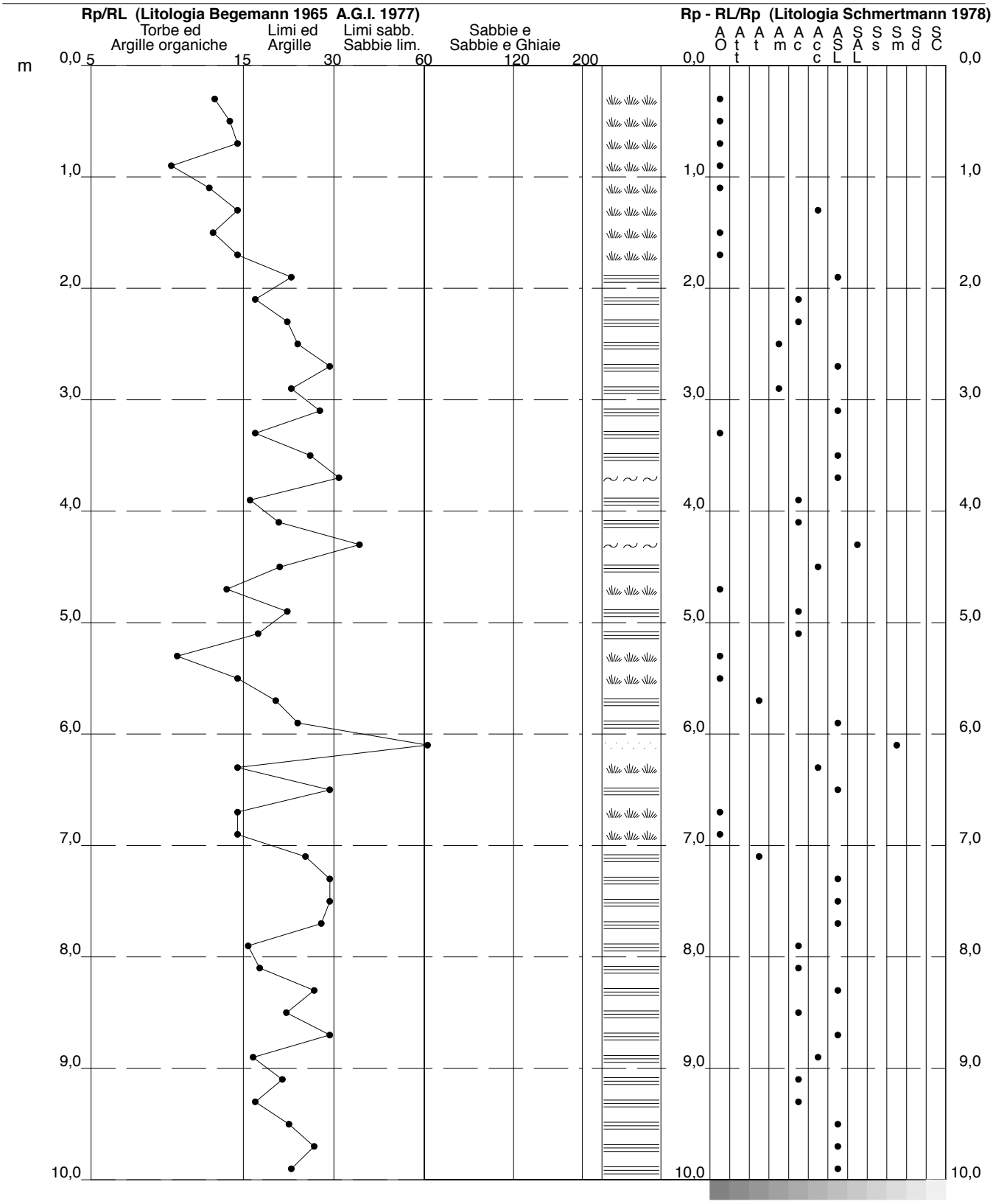
PROVA PENETROMETRICA STATICA
VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 3

2.010496-099

- committente : Carraro Giuliano e Carraro Franco
- lavoro : P.U.A. Pergoletta (Zona C14)
- località : Vicenza, Strada della Pergoletta
- note : Quota p.c. alla -0.15 m da q. 0.00

- data : 28/10/2014
- quota inizio : c.s. 0.00 di rif.
- prof. falda : 2,60 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 50



P.IVA 03593380284 e-mail: albdinal@tin.it