

DOTT.GABRIELE SOPPELSA  
GEOLOGO  
VIA SAN DONATO 20 - 36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI  
Tel. e Fax : 0424/503855-501412 – soppelsag@tiscali.it

---

**COMUNE DI CASSOLA**

**PROVINCIA DI VICENZA**

**PROGETTO DELLA VARIANTE ESECUTIVA AL PIANO DI  
LOTTIZZAZIONE “DOBRU” IN VIA VALSUGANA**

**VERIFICA DI COMPATIBILITA' GEOLOGICA  
GEOMORFOLOGICA - IDROGEOLOGICA - SISMICA**

**Il Committente : DOBRU s.r.l.**

**Il Geologo : Dott.Gabriele Soppelsa**



**Bassano d.Gr. 20.10.2010**

---

RIF:CASSOLAPDLDOBRU\20.10.10

COD.FISC. SPP GRL 56T22 L157Y P.IVA 01283540241

COMUNE DI CASSOLA

PROVINCIA DI VICENZA

**PROGETTO DELLA VARIANTE ESECUTIVA AL PIANO DI  
LOTTIZZAZIONE “DOBRU” IN VIA VALSUGANA**

**VERIFICA DI COMPATIBILITA’ GEOLOGICA  
GEOMORFOLOGICA – IDROGEOLOGICA E SISMICA**

**Il Committente** : DOBRU s.r.l.

**1 PREMESSA**

La presente verifica di compatibilità geologica è richiesta dal Comune di Cassola ai sensi dell’art.19 della L.R. n.11/2004 per il progetto della Variante al P.d.L. “DOBRU” con destinazione commerciale e direzionale in via Valsugana a Cassola per conto della ditta Dobru s.r.l.

A tal riguardo, per le indagini geognostiche sul terreno, si è fatto riferimento alla precedente analisi geologica presentata nel gennaio 2004. Tali verifiche sono state approfondite ed integrate, tenendo conto dell’attuale normativa e della classificazione del territorio nell’ambito degli strumenti urbanistici e dell’inquadramento sismico. Si è fatto riferimento inoltre al D.M. 14.01.2008 Testo Unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni.

Trattandosi di un’area a destinazione, commerciale, direzionale con riferimento al paragrafo 2.4. delle N.T.C. si tratta di Opere ordinarie con Vita nominale **Vn $\geq$ 50 anni** e **Classe II d’uso** quindi con affollamenti normali, con un coefficiente d’uso relativo al periodo di riferimento **Cu = Vr /Vn = 1.0**.

La presente relazione sulla base della normativa vigente, è finalizzata alla costruzione del modello geologico e alla successiva elaborazione del modello geotecnico per le necessarie verifiche delle fondazioni.

Il Comune di Cassola è classificato in base alla nuova zonizzazione sismica dell’Ordinanza n.3274 del 20.03.03 località sismica in zona 3 quindi con accelerazione massima al suolo **ag = 0.15g**.

## **2 *NORMATIVA DI RIFERIMENTO***

Per la stesura della relazione geologica e geotecnica si è fatto riferimento alla seguente normativa vigente :

- L.R. 23.04.2004 n.11 – Norme per il Governo del Territorio.
- D.M. 14.01.2008 – Testo Unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Consiglio Superiore Lavori Pubblici : Circ. 617 del 02.02.09: Istruzioni per applicazione “Norme Tecniche Costruzioni” di cui al D.M.14.01.08
- Consiglio Superiore Lavori Pubblici: Pericolosità Sismica e Criteri di classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato 36 del 27.07.07.
- Eurocodice 8 (1988) : Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture– Parte 5 : Fondazioni, Strutture di contenimento (2003)
- Eurocodice 7.1 (1997) : Progettazione Geotecnica–Parte I :Regole Gen
- Eurocodice 7.3 (2002) : Progettazione Geotecnica– Parte II : Progettazione assistita con prove in sito (2002) UNI
- Leggi Regionali in materia di Pianificazione e Vincolo Idrogeologico
- Ordinanze Autorità di Bacino nazionale, regionale e interregionale.

## **3 *UBICAZIONE DELL'AREA***

Il territorio oggetto dell'indagine è ubicato nella Carta d'Italia I.G.M. alla tavoletta “Bassano del Grappa” F.37-II.NO ed situato nel settore nordoccidentale del Comune di Cassola, nell'area compresa tra la S.S.47 a ovest e la Ferrovia Bassano-Padova a est, come risulta dall'estratto di Carta Tecnica Regionale alla scala 1:5.000 di Tav.1.

L'area in esame è censita al catasto del Comune di Cassola al Foglio 12 mappali 173-220-221 come dall'estratto catastale alla scala 1:2000 di Tav.2.

Dal punto di vista morfologico il territorio è situato ad una quota media di 110.5mslm, nel settore centrale della conoide alluvionale del f.Brenta che si espandeva fino a Castelfranco. L'area di lottizzazione è completamente pianeggiante con leggera pendenza verso sudest variabile da 0.4% a 0.6%.

---

#### **4 CLASSIFICAZIONE DELL'AREA NELL'AMBITO DI P.T.C.P E P.A.T.**

Nell'ambito della cartografia del P.T.C.P. della Provincia di Vicenza dell'anno 2007, con riferimento alla Carta delle Fragilità (Tav.2.1.A) si riporta un estratto in Tav.4, l'area in esame non presenta alcuna penalizzazione riferibile ad elementi geologici, idrogeologici o ambientali.

Per verificare la classificazione dell'area nell'ambito del nuovo strumento urbanistico comunale approvato nel 2010 (P.A.T.), si è fatto riferimento alla Tav.5.3 "Carta delle Fragilità" di cui si riporta l'estratto in Tav.5.

L'area in esame è classificata "Terreno Idoneo" dove con riferimento all'art.37 delle Norme Tecniche si riporta :

Non vi sono limiti geologici e geotecnici all'utilizzo urbanistico poiché il drenaggio è buono, le caratteristiche geotecniche dei terreni sono ottime, non vi sono problemi di stabilità o di rischio idraulico.

#### **5 COSTITUZIONE GEOLOGICA DEL SOTTOSUOLO**

Il sottosuolo è costituito dalla potente successione dei depositi alluvionali e fluvioglaciali della conoide del f.Brenta che nell'area in esame hanno uno spessore superiore a 100 metri.

Con riferimento alla stratigrafia di un pozzo realizzato 50mt a nord dell'area in esame (Tav.7), il sottosuolo presenta Ghiaie medio grosse con ciottoli e trovanti in matrice sabbiosa poco limosa con locali livelli di conglomerato da -70mt dal p.c. Dai rilievi geofisici condotti nella zona, il substrato roccioso terziario è situato presumibilmente alla profondità media di -180mt dal p.c.

Con riferimento alla stratigrafia del sondaggio geognostico (Tav.8) eseguito 800mt a nord dell'area in esame, il sottosuolo presenta una successione di Ghiaie da medio fini a medio grosse in matrice sabbioso limosa passante a limoso sabbiosa con locali livelli di sabbie a spessore massimo di 50cm, passanti da -16mt a Ghiaie medio grosse con trovanti sabbioso limose.

## **6 INDAGINI ESEGUITE**

Per verificare le caratteristiche geotecniche e la stratigrafia del sottosuolo, si sono eseguite N.8 Prove Penetrometriche Dinamiche con penetrometro leggero tipo Sunda DI030 con massa da 30Kg spinte fino alla profondità di 4.0mt dal p.c. Si è fatto riferimento inoltre ai sondaggi eseguiti in precedenza per altri fabbricati situati a nord e alle sezioni stratigrafiche dei pozzi e degli scavi per gli interrati dei fabbricati a ovest.

L'ubicazione delle prove è riportata nella planimetria alla scala 1:500 di Tav.3. Nei diagrammi penetrometrici allegati si riportano :

- N = numero di colpi necessari all'avanzamento di 10cm
- Rpd = resistenza dinamica alla punta in Kg/cm<sup>2</sup>
- interpretazione stratigrafia della prova

Nei tabulati allegati oltre ai risultati delle prove si riportano i principali parametri geotecnici ricavati dall'interpretazione stratigrafica.

## **7 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO**

I materiali che costituiscono il sottosuolo dell'area in esame sono dovuti alla sovrapposizione dei depositi alluvionali della conoide del f.Brenta con una successione ghiaioso sabbiosa con spessori superiori a 100mt.

Dai risultati delle prove penetrometriche, si sono definite la stratigrafia e i caratteri geotecnici del sottosuolo che mostra un buona omogeneità laterale con le seguenti profondità del substrato di ghiaie sabbiose dal p.c. attuale :

<b>Profondità delle ghiaie sabbiose dal p.c. attuale</b>							
<b>P<sub>1</sub></b>	<b>P<sub>2</sub></b>	<b>P<sub>3</sub></b>	<b>P<sub>4</sub></b>	<b>P<sub>5</sub></b>	<b>P<sub>6</sub></b>	<b>P<sub>7</sub></b>	<b>P<sub>8</sub></b>
<b>-1.0mt</b>	<b>-1.8 mt</b>	<b>-1.3mt</b>	<b>-1.0mt</b>	<b>-0.8mt</b>	<b>-1.9mt</b>	<b>-1.0mt</b>	<b>-1.0mt</b>

La successione stratigrafica tipo del sottosuolo nell'area interessata dal piano di lottizzazione, con riferimento al p.c. risulta :

- Dal p.c. attuale a -0.4mt :

**Terreno vegetale argilloso**

- da -0.4mt a -1.0mt :

**Argilla limosa passante ad Argilla con Ghiaia**

- resistenza dinamica  $R_d = 18 - 30 \text{ Kg/cm}^2$
- coesione non drenata  $C_u = 0.4 - 0.8 \text{ Kg/cm}^2$
- peso di volume naturale  $\gamma = 1.6 \text{ Ton/mc}$

- da -1.0mt a -1.5mt :

**Ghiaia media in matrice argilloso sabbiosa**

- resistenza dinamica  $R_d = 46 - 74 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito  $\phi = 33^\circ - 35^\circ$
- peso di volume naturale  $\gamma = 1.7 \text{ Ton/mc}$

- da -1.5mt a -2.2mt :

**Ghiaia media in matrice limoso sabbiosa**

- resistenza dinamica  $R_d = 95 - 150 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito  $\phi = 36^\circ - 39^\circ$
- peso di volume naturale  $\gamma = 1.8 \text{ Ton/mc}$

- da -2.2mt a -4.0mt (estendibile fino a -10mt) :

**Ghiaia medio grossa con ciottoli in matrice sabbioso limosa, densa**

- resistenza dinamica  $R_d = 120 - 250 \text{ Kg/cm}^2$
  - angolo di attrito  $\phi = 37^\circ - 43^\circ$
  - peso di volume naturale  $\gamma = 1.8 - 1.9 \text{ Ton/mc}$
-

## **8 CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE DEL SOTTOSUOLO**

L'area in esame è inserita nel settore dell'alta pianura o fascia di ricarica degli acquiferi; il sottosuolo presenta un acquifero di tipo indifferenziato, con superficie freatica libera, alloggiato nel materasso alluvionale ghiaioso sabbioso del f.Brenta.

L'alimentazione della falda è dovuta alle dispersioni in alveo del f.Brenta ed in misura minore alle precipitazioni dirette e agli apporti della zona collinare a nord. Le oscillazioni della falda acquifera nell'area in esame sono regolate dal regime idrologico del f.Brenta e dagli apporti d'irrigazione; dal confronto tra i valori idrometrici del Brenta a Bassano e i rilievi freaticometrici sui pozzi, si è rilevato un ritardo dovuto alla propagazione dei picchi di piena e di magra, di circa 30 giorni.

Il regime della falda, prevede per questo una fase di piena tardoprimaverile nei mesi di Maggio-Giugno e autunnale nei mesi di Novembre-Dicembre. La fase di magra si verifica in inverno da Gennaio ad Aprile e in Luglio-Agosto.

Il livello statico medio della falda, dalla correlazione con alcuni pozzi della zona, è presente alla profondità di **-60mt dal p.c.** con escursioni massime stagionali di 5-6mt dal valore medio; la direzione dei deflussi è verso sudest.

In tali condizioni la profondità dell'acquifero è tale da non interferire, anche nelle massime escursioni di piena, con il piano interrato e con i terreni di fondazione del fabbricato in progetto.

Dall'esame delle caratteristiche granulometriche e della capacità di assorbimento del sottosuolo, il drenaggio superficiale è buono su tutta l'area interessata dal piano di lottizzazione.

## **9 DEFLUSSI IDRICI SOTTERRANEI E CARTA DELLE ISOFREATICHE**

L'andamento della superficie freatica è condizionato dall'alimentazione del f.Brenta (dispersioni), dalla permeabilità dei materiali che alloggianno l'acquifero e dalla morfologia del substrato roccioso.

Dall'esame della carta idrogeologica dell'Alta pianura Veneta, alla scala 1:50.000 riportata in Tav.9, nel settore sudorientale di Bassano, all'apice della conoide si osserva un andamento generale dei deflussi verso sudest alimentato dalle dispersioni del f.Brenta, con un asse di drenaggio marcato in direzione di Rossano Veneto.

Nell'area in esame si rileva **un andamento generale dei deflussi verso sudest con un gradiente idraulico medio variabile dal 3% al 4%.**

Nella Tav.10 si riporta l'estratto della carta idrogeologica del P.A.T. del comune di Cassola che conferma la direzione dei deflussi ed evidenzia la distribuzione dei pozzi nel territorio.

Le profondità medie del livello statico dal p.c. e la quota del livello della falda s.l.m.n. nell'area dell'intervento risultano :

- **Profondità media annua del livello statico dal p.c. = - 60.0mt**
- **Quota media del livello di falda s.l.m.m. = 50.0 ms.l.m.**
- **Escursione media annua di 10mt**

Dall'esame della carta delle isofreatiche, si può affermare che il sottosuolo dell'area in esame è caratterizzato da **un acquifero con elevato ricambio idrico, 3000mt a sudest dell'asse di alimentazione del f.Brenta, sulla testata di un asse di drenaggio orientato a sudest, determinato dalla maggior permeabilità del materasso alluvionale.**

I principali parametri idrogeologici dell'acquifero in esame desunti da analisi granulometriche e da prove sperimentali in situazioni analoghe della pianura alluvionale del f.Brenta sono indicativamente :



- Porosità efficace **me = 17%**
- Velocità reale in falda (determinata con traccianti) **ve = 0.6 mt/giorno**
- Coefficiente di permeabilità con pompaggi **K = 40 mt/giorno**
- Coefficiente di permeabilità con la relazione  $K = v_{ex}me/l = 36.4mt/giorno$

I deflussi sotterranei dell'area in esame convergono verso sudest in direzione di Rossano Veneto.

La realizzazione del P.d.L. "Dobru" in progetto **non determina alterazioni sulle condizioni idrogeologiche generali del territorio limitrofo, sulle caratteristiche dei deflussi sotterranei e sulle derivazioni esistenti per uso idropotabile.**

## **10 PERMEABILITA' E DISPERSIONE DEL SOTTOSUOLO**

La permeabilità e la capacità di assorbimento del sottosuolo è stata determinata con N.2 prove di dispersione, 1500mt a nord dell'area in esame. Le prove a carico variabile, sono state effettuate nei materiali ghiaiosi alla profondità di -7.5mt dal p.c. I valori medi dei parametri idrogeologici determinati in tali condizioni risultano

$$\text{Coefficiente di Permeabilità} \quad K = 9 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$$

$$\text{Capacità Dispensiva} \quad Cd = 0.50 \text{ lt/secxmq}$$

I parametri determinati sono relativi all'infiltrazione media che si verifica in tempi relativamente brevi (un giorno); nel caso di portate specifiche da infiltrarsi in maniera continuativa per tempi prolungati, la permeabilità e la capacità dispensiva hanno valori più bassi.

Per lo smaltimento delle acque meteoriche si dovrà prevedere la realizzazione di pozzi perdenti spinti al di sotto del piano interrato, comunque al di fuori dai locali interrati e a distanza di sicurezza dagli stessi.

Per il pozzo perdente tipo si assumono le seguenti caratteristiche esecutive:

- Diametro pozzo costituito da anelli in cls forato = 2000mm
- Vespaio di ciottoli grossolani attorno al pozzo per almeno 1.0mt
- Profondità pozzo = -6.0mt dal p.c.
- Altezza utile del pozzo perdente = 4.5mt

In tal modo, la portata dispersa dalla formula di Dupuit per i pozzi assorbenti risulta :  $Q = C \times K \times r_o \times H$  dove :

Q = Portata dispersa

C = Coefficiente di deflusso

$r_o$  = Raggio del pozzo = 1.0mt

H = Profondità utile del pozzo = 4.5mt

K = Coefficiente di permeabilità = 0.0009 m/sec

Il coefficiente di deflusso C può essere calcolato con la teoria di Stephens e Neuman (1982) che esprime il termine C come :

$$\log C = 0.658 \log H / r_o - 0.398 \log H + 1.105$$

da cui il coefficiente di deflusso **C = 18.82**

La portata teorica dispersa dal pozzo sarà quindi :

$$Q = C \times K \times r_o \times H = 18.82 \times 0.0009 \times 1.0 \times 4.5 = \mathbf{76.2 \text{ lt/sec}}$$

Considerata la riduzione di efficienza futura del pozzo, si considera comunque una portata utile ridotta del 30% rispetto a quella teorica da cui :

$$Q_{\text{utile smaltita}} = \mathbf{53.3 \text{ lt/sec}}$$

In tali condizioni, considerata una precipitazione massima I = 60mm/ora, un pozzo perdente con diametro  $\varnothing = 2000\text{mm}$  costituito da anelli forati in calcestruzzo con profondità di 6.0mt dal p.c., è in grado di smaltire una portata di circa 53.3 lt/sec corrispondente alla precipitazione che interessa una superficie di circa 3.198mq.

## **11 PRESCRIZIONI GEOLOGICHE PER L'EDIFICABILITA'**

Il piano di lottizzazione prevede la costruzione di un fabbricato ad uso direzionale e commerciale con un piano interrato e un fuori terra con altezza di 7.5mt, esteso su una superficie di circa 8.000mq.

Le condizioni subpianeggianti e la presenza di una falda idrica a profondità superiore a -50mt dal p.c., non determinano penalizzazioni morfologiche e idrogeologiche per l'area di lottizzazione.

Nel territorio limitrofo non sono presenti corsi d'acqua con caratteri di esondabilità per l'area di lottizzazione in progetto.

Il dimensionamento delle fondazioni dei fabbricati sarà in relazione con le caratteristiche geotecniche del sottosuolo e con la tipologia edilizia; in ogni caso **il piano di posa delle fondazioni sarà spinto al contatto con il substrato naturale di Ghiaie in matrice limoso sabbiosa al di sotto della copertura vegetale e argillosa.**

Dall'esame della successione stratigrafica, il sottosuolo è idoneo alla posa dei rilevati della pavimentazione e parcheggi, dopo aver asportato il terreno vegetale argilloso compressibile e organico superficiale; a tal riguardo si dovrà **asportare uno spessore medio di 40cm di terreno vegetale.**

I materiali argillosi con ghiaia sottostanti sono idonei alla posa del rilevato stradale dopo il costipamento con rullo vibrante preceduto dal livellamento del piano campagna. Considerata la presenza di materiali prevalentemente argillosi alla quota di posa del rilevato, dopo il costipamento con rullo vibrante, sarà opportuno stendere il tessuto non tessuto e quindi materiali ghiaioso limosi costipati per strati fino alla quota della pavimentazione.

In ogni caso negli interventi proposti il rilevato di fondazione e il sottofondo ghiaioso limoso dovranno avere uno spessore minimo di 60cm, seguito dalla pavimentazione di asfalto o cemento.

Nelle aree interessate dalla posa di tubazioni o sottoservizi, il rilevato dovrà essere comunque costipato in maniera adeguata anche con l'ausilio di compattatori manuali e con rullo.

Per verificare l'idoneità dei materiali e il loro costipamento si potranno effettuare prove di carico su piastra alla quota del rilevato e degli strati di fondazione; il modulo di deformazione deve essere superiore a 500 kg/cm<sup>2</sup>.

## **12 FONDAZIONI E VERIFICHE GEOTECNICHE**

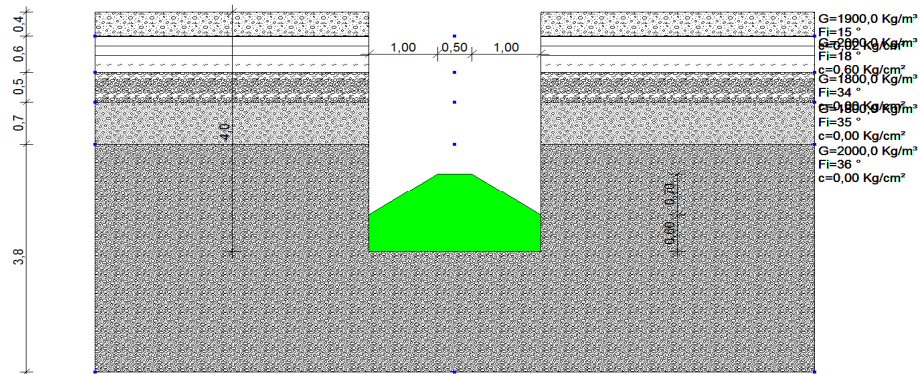
Con riferimento alla stratigrafia definita nel paragrafo precedente si possono definire alcune ipotesi fondazionali di progetto nelle condizioni di **fabbricato con un piano interrato e fondazioni a plinti con piano di posa alla profondità media di -4.0mt dal p.c.** al contatto con il substrato ghiaioso.

Nelle N.T.C. del D.M.14.01.2008 tutte le verifiche sono effettuate con il metodo degli "Stati Limite" in condizioni statiche e dinamiche. In particolare dovrà essere condotta la verifica allo SLU (limite ultimo prima della rottura) e allo SLE (limite esercizio per deformazione).

Le verifiche sono effettuate con "approcci diversi" legate all'amplificazione dei carichi (A) alla riduzione dei parametri geotecnici (M) e alla riduzione delle resistenze (R). La misura del grado di sicurezza nelle diverse combinazioni si ricava dalla relazione  $E_d$  (azione)  $\leq$   $R_d$  (resistenza terreno).

Nelle verifiche è stato definito il Valore caratteristico dei parametri. Trattandosi di un terreno granulare, dotato di debole coesione che si trascura, per le fondazioni si assume in valore dell'angolo di attrito  $\phi_k = 37^\circ$

Con riferimento alla situazione della fondazione a **plinto di progetto largo 2.5mt con piano di posa a -4.0mt dal p.c.** in allegato si riportano le verifiche agli stati limite secondo i diversi autori (Hansen, Terzaghi, Meyerhof, Brinch-Hansen) che hanno fornito i seguenti risultati :



➤ Approccio 1 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R1) (Strutturale)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta coefficienti unitari sui parametri geotecnici (M1) e sulle resistenti (R1) mentre si amplificano le azioni con coefficienti (A1) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione continua il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi sarà pari a : **Q<sub>lim</sub> = 22.6 Kg/cm<sup>q</sup>**

La resistenza di progetto con un coefficiente unitario delle resistenze sarà :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 22.6 / 1.0 = 22.6 \text{ Kg/cm}^q$$

In questa verifica il coefficiente delle resistenze sarà  $\gamma_R = 1$  mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente  $\gamma_{G1} = 1.3$  per carichi permanenti  $\gamma_{G2} = 1.5$  per i permanenti non strutturali.

Con una pressione di progetto  $Q = 3.3 \text{ Kg/cm}^q$  è verificata la relazione  $E_d$  (azione)  $\leq R_d$  (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 7.06.

➤ Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta una riduzione dei parametri geotecnici (M2) in quanto abbiano coefficienti  $\gamma_{\phi 1} = 1.25$  da cui l'angolo attrito di progetto partendo da  $\phi_k = \phi_M = 36^\circ$  sarà :  $\phi_d = \tan^{-1} (\tan \phi_k / 1.25) = 30.2^\circ$ .

In tali condizioni per la fondazione continua il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi pari a : **Qlim = 10.02 Kg/cmq**

In questa verifica il coefficiente delle resistenze (R2) sarà  $\gamma_R = 1.8$  mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente  $\gamma_{G1} = 1.0$  per carichi permanenti  $\gamma_{G2} = 1.3$  per i permanenti non strutturali.

La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A1-2 sarà :

$$\mathbf{Rd = Qlim / \gamma_R = 10.02 / 1.8 = 5.57 Kg/cmq}$$

Con una pressione di progetto  $Q = 3.3 \text{ Kg/cmq}$  è verificata la relazione  $Ed$  (azione)  $\leq$   $Rd$  (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 3.13.

➤ Approccio 2 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R3) (GEO)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta coefficienti unitari sui parametri geotecnici (M1) ma l'introduzione di coefficiente e quindi riduzioni sulle resistenze (R3) con amplificazione delle azioni attraverso i coefficienti (A1) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione continua il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi sarà pari a : **Qlim = 22.6 Kg/cmq**

La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A2-1 sarà :

$$\mathbf{Rd = Qlim / \gamma_R = 22.6 / 2.3 = 9.82 Kg/cmq}$$

Con una pressione di progetto  $Q = 3.3 \text{ Kg/cmq}$  è verificata la relazione  $Ed$  (azione)  $\leq$   $Rd$  (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 7.06.

Le Verifiche agli Stati limite di esercizio sono relative alle deformazioni (Cedimenti) e agli spostamenti e si effettuano con riferimento ai valori caratteristici dei parametri ( $f_k$ ), quindi  $f_k = f_d$ . In tali condizioni deve essere verificato che il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione ( $Ed$ ) sia minore o uguale al valore limite dell'effetto delle azioni ( $Cd$ ).

---

Con riferimento ad una pressione normale di progetto pari a  $Q = 3.3 \text{ Kg/cm}^2$  sulla fondazione a plinto larga 2.5mt con piano di posa a -4.0mt dal p.c. i cedimenti elastici sono risultati pari a :  $\Delta H \text{ tot} = 6.4\text{mm}$  e secondo Burland e Burbidge pari a  $\Delta H = 3.0\text{mm}$

Il cedimento ammissibile per le murature portanti risulta compreso tra 2.5 ÷ 5.0 cm mentre per le strutture intelaiate risulta compreso tra 5.0 ÷ 10.0 cm con cedimenti differenziali compresi tra 0.0005 ÷ 0.02L.

Con una pressione unitaria sulla fondazione continua  $Q = 3.3 \text{ Kg/cm}^2$  i cedimenti totali e differenziali rispettano la verifica delle condizioni allo stato limite di esercizio (SLU) riguardanti le deformazioni.

Le determinazioni sulle fondazioni sono indicative e dovranno essere verificate nella fase di progetto sulla base delle caratteristiche del fabbricato e dei carichi strutturali ai sensi del D.M. 14.01.08.

### **13 STABILITA' DELLE SCARPATE DI SCAVO**

Il progetto prevede la realizzazione di un fabbricato con piano interrato e pavimento alla profondità media di -3.0mt dal p.c.

La valutazione delle pendenze critiche e di sicurezza delle scarpate di scavo dell'interrato spinte alla profondità di -4.0mt, è stata effettuata con la verifica secondo i metodi di Taylor e di Chen. Con riferimento alla stratigrafia del sottosuolo definita nel paragrafo precedente le scarpate di scavo interessano N.3 tipologie di terreni dall'alto al basso :

- *Terreno vegetale e Argille limose presenti fino alla profondità media di – 1.0mt dal p.c. attuale*

Per tale terreno, dotato sia di coesione e angolo di attrito, nella situazione più sfavorevole si assumono i seguenti parametri cautelativi :

*Angolo di attrito*                       $\phi = 12^\circ$

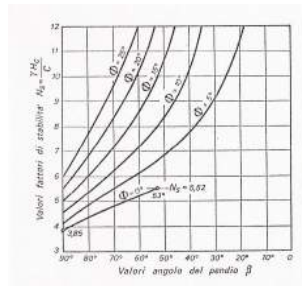
*Coesione non drenata*       $C_u = 1.0 \text{ Ton/m}^2$

*Peso di Volume*                       $\gamma = 1.6 \text{ Ton/m}^3$

DOTT. GABRIELE SOPPELSA  
GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 - 36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI  
Tel. e Fax : 0424/503855-501412 – soppelsag@tiscali.it

La valutazione delle pendenze critiche e di sicurezza, per le condizioni di stabilità a breve termine viene effettuata con l'ausilio del diagramma di Taylor nel quale l'altezza critica  $H_C = N_s \times C / \gamma$



In tali condizioni le altezze critiche  $H_C$  e ammissibili  $H_a$  per un coefficiente di sicurezza  $F = 1.5$  per diverse inclinazioni della scarpata saranno :

per  $\beta = 60^\circ$        $N_s = 7.2$        $H_C = 4.5\text{mt}$        $H_a = 3.0\text{mt}$

- *Ghiaie medie in matrice argilloso sabbiosa passante a limoso sabbiosa presenti dalla profondità di -1.0mt fino a -2.2mt*

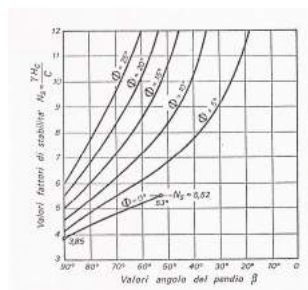
Per tale terreno, con minima coesione e dotato di angolo di attrito, nella situazione più sfavorevole si assumono i seguenti parametri cautelativi :

Angolo di attrito       $\phi = 22^\circ$

Coesione non drenata       $C_u = 0.4 \text{ Ton/mq}$

Peso di Volume       $\gamma = 1.6 \text{ Ton/mc}$

La valutazione delle pendenze critiche e di sicurezza, per le condizioni di stabilità a breve termine viene effettuata con l'ausilio del diagramma di Taylor nel quale l'altezza critica  $H_C = N_s \times C / \gamma$





In tali condizioni le altezze critiche  $H_C$  e ammissibili  $H_a$  per un coefficiente di sicurezza  $F = 1.5$  per diverse inclinazioni della scarpata saranno :

$$\text{per } \beta = 55^\circ \quad N_s = 13.0 \quad H_C = 3.25\text{mt} \quad H_a = 2.1\text{mt}$$

- *Ghiaie da medio fini a medie in matrice di sabbia grossa presenti dalla profondità di -2.2mt fino a -4.0mt (base scavo)*

La valutazione delle pendenze critiche e di sicurezza delle scarpate di scavo che interessa i materiali ghiaiosi, è stata effettuata con la verifica secondo il metodo di Chen, con i seguenti parametri medi dei materiali ghiaiosi in matrice sabbioso limosa :

$$\phi = 45^\circ \quad C = 1.0 \text{ Ton/mq} \quad \gamma = 1.80 \text{ Ton/mc}$$

Dal diagramma di Chen si ricava l'altezza critica della scarpata e l'altezza ammissibile con un coefficiente di sicurezza  $F = 1.5$ .

$$\text{per } \beta = 75^\circ \quad H_{\text{critica}} = 5.6\text{mt} \quad H_{\text{ammissibile}} = 3.7\text{mt}$$

$$\text{per } \beta = 70^\circ \quad H_{\text{critica}} = 8.2\text{mt} \quad H_{\text{ammissibile}} = 5.4\text{mt}$$

Sulla base di tali verifiche condotte per situazioni di stabilità a breve termine considerata una profondità di sbancamento di 4.0mt, **la scarpata di scavo potrà avere una pendenza media di 55° nei materiali di argillosi e nelle Ghiaie limose presenti fino alla profondità di -2.2mt dal p.c. attuale e successivamente di 70° nelle ghiaie sabbiose sottostanti fino a -4.0mt.**

Il fabbricato sarà realizzato alla distanza minima di 15mt dai confini di proprietà a nord e a sud e 40mt a est della S.S.47; sul lato est ai sensi del D.P.R. 753/1980 il fabbricato sarà posto alla distanza minima di 30mt dalla linea ferroviaria Bassano-Padova.

Considerate le pendenze delle scarpate di scavo definite, sono assicurati comunque ampi margini di sicurezza per le strutture e le proprietà limitrofe nel corso dell'esecuzione dello sbancamento per il piano interrato del fabbricato spinto alla profondità media di -4.0mt dal p.c.

## 14 SITUAZIONE SISMICA

Il Comune di Cassola non era classificato sismico ai sensi del D.M. 19.03.1982. In base alla OPCM 3274 del 20.03.03 che ha riclassificato l'intero territorio nazionale, il Comune è inserito in zona sismica di tipo 3.

Per il territorio in zona sismica 3 i valori di accelerazione al suolo  $a_g$  con probabilità di superamento del 10% in 50 anni risultano :

Accelerazione orizzontale con prob. super. del 10% ( $a_g / g$ ) = 0.05 - 0.15

Accelerazione orizzontale di ancoraggio spettro di risposta  $a_g / g$  ) = 0.15

Con l'entrata in vigore del D.M. 14.01.2008 (N.T.C.) la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio “**sito dipendente**” e non più un criterio “zona dipendente”. L'azione sismica di progetto sulla quale valutare il rispetto dei vari stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla “pericolosità di base” del sito di costruzione.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto le tipologie del suolo di fondazione vengono suddivise in due gruppi (Tab.3.2.II delle N.T.C) : il primo gruppo è definito da 5 categorie (A, B, C, D, E), mentre il secondo gruppo comprende 2 categorie (S1, S2) per le quali si hanno studi speciali.

<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti e terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo di 3mt.</i>
<b>B</b>	<i>Rocce Tenere e Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero con <math>N_{SPT} &gt; 50</math> o <math>Cu &gt; 250</math> kPa)</i>
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero con <math>15 &lt; N_{SPT} &lt; 50</math>, o <math>70 &lt; Cu &lt; 250</math> kPa)</i>
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 &lt; 180 m/s (ovvero <math>N_{SPT} &lt; 15</math>, o <math>Cu &lt; 70</math> kPa)</i>

<b>E</b>	<i>Profili di terreno dei sottosuoli di tipo C o D con uno spessore non superiore a 20mt, posti sul substrato di riferimento più rigido con <math>V_{s30} &gt; 800</math> m/s.</i>
----------	--

Il sottosuolo dell'area in esame presenta al di sotto della copertura argillosa a spessore massimo di 1.0mt da Ghiaie medio fini limoso sabbiose con livelli di conglomerato estese per una profondità superiore a 100mt dal p.c.

I terreni classificati nelle categorie elencate sono caratterizzati da parametri sismici ( $V_{s30}$ , velocità media di propagazione onde di taglio entro 30m di profondità) e da parametri geotecnici ( $N_{SPT}$ , e  $c_u$ , coesione non drenata).

Sulla base del quadro geologico emerso dal seguente studio e dalla classificazione in base alle norme EC8 recepite dal OPCM 3274 è possibile inserire il sottosuolo nella **categoria di tipo B** : (*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero con  $N_{SPT} > 50$  o  $C_u > 250$  kPa)*)

Si tratta quindi di un terreno di fondazione con caratteristiche geotecniche da buone a ottime e limitata variabilità laterale con falda acquifera profonda. Nella successione ghiaioso sabbiosa non sono presenti livelli sabbiosi con spessori significativi, a densità bassa e saturi che possono originare fenomeni di liquefazione.

#### **14.1 Azione Sismica di Progetto**

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” che è rappresentata dalla probabilità che in un determinato intervallo di tempo (periodo di riferimento  $V_r$  in anni) in questo sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata “probabilità di eccedenza” ( $P_{vr}$ ).

La pericolosità sismica è definita in termini di **accelerazione orizzontale massima “ag”** e di **ordinate dello spettro di risposta elastico in**

**accelerazione ad essa corrispondente “Se(T)”** con riferimento alle probabilità di eccedenza  $P_{vr}$  nel periodo di riferimento  $V_r$ .

Ai fini delle N.T.C. le forme spettrali sono definite a partire dai valori di riferimento di una griglia di 10.751 siti dei parametri: (ag) ; (Fo) ; TxC.

A tal fine dalle coordinate geografiche del sito espresse in gradi sessagesimali e decimali si è determinata la maglia di riferimento con le distanze dal punto dei quattro vertici più prossimi. In allegato si riporta la scheda del programma di calcolo dei parametri di riferimento :

I Parametri sismici risultanti per il sito in esame sono :

latitudine: 45,7446070164361  
 longitudine: 11,7569121221659  
 Classe: 2  
 Vita nominale:50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 11408	Lat: 45,7217Lon: 11,7021	Distanza: 4957,587
Sito 2 ID: 11409	Lat: 45,7227Lon: 11,7736	Distanza: 2758,624
Sito 3 ID: 11187	Lat: 45,7727Lon: 11,7722	Distanza: 3341,368
Sito 4 ID: 11186	Lat: 45,7717Lon: 11,7007	Distanza: 5299,059

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B  
 Categoria topografica: T1  
 Periodo di riferimento: 50anni  
 Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %  
 Tr: 30 [anni]  
 ag: 0,049 g  
 Fo: 2,474  
 Tc\*: 0,237 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %  
 Tr: 50 [anni]  
 ag: 0,065 g  
 Fo: 2,455  
 Tc\*: 0,251 [s]

DOTT.GABRIELE SOPPELSA  
GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 -36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI

Tel. e Fax : 0424/503855-501412 – [soppelsag@tiscali.it](mailto:soppelsag@tiscali.it)

---

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %  
Tr: 475 [anni]  
ag: 0,183 g  
Fo: 2,387  
Tc\*: 0,301 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %  
Tr: 975 [anni]  
ag: 0,241 g  
Fo: 2,390  
Tc\*: 0,312 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1,200  
Cc: 1,470  
St: 1,000  
Kh: 0,012  
Kv: 0,006  
Amax: 0,576  
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,200  
Cc: 1,450  
St: 1,000  
Kh: 0,016  
Kv: 0,008  
Amax: 0,765  
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,200  
Cc: 1,400  
St: 1,000  
Kh: 0,053  
Kv: 0,026  
Amax: 2,154  
Beta: 0,240

SLC:

Ss: 1,170  
Cc: 1,390  
St: 1,000  
Kh: 0,079  
Kv: 0,039  
Amax: 2,761  
Beta: 0,280

---

In tali condizioni si definiscono l'accelerazione massima di progetto e il coefficiente sismico orizzontale in corrispondenza allo SLV = SLU :

Accelerazione massima = **amax** =  $S_s \times S_t \times a_g = 1.2 \times 1.0 \times 0.183g = 0.219g$

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

**A max** =  $a_g \times 9.81 = 2.154 \text{ m/sec}^2$ .

Il coefficiente sismico orizzontale sarà **Kh** =  $\beta_s \times A_{max}/g = 0.053$

## **15 CONCLUSIONI**

Dalle verifiche di compatibilità geologica ai sensi dell'art.19 della L.R. n.11/2004 sull'area interessata dal progetto della Variante al P.d.L. "DOBRU" con destinazione commerciale e direzionale in via Valsugana a Cassola per conto della ditta Dobru s.r.l.si può concludere :

**15.1** Il territorio è situato ad una quota media di 110.5mslm, nel settore centrale della conoide alluvionale del f.Brenta che si espandeva fino a Castelfranco. L'area di lottizzazione è completamente pianeggiante con leggera pendenza verso sudest variabile da 0.4% a 0.6%.

**15.2** Nell'ambito della cartografia del P.T.C.P. della Provincia di Vicenza l'area in esame non presenta alcuna penalizzazione riferibile ad elementi geologici, idrogeologici o ambientali. Nella Carta delle Fragilità del P.A.T. l'area in esame è classificata "Terreno Idoneo".

**15.3** Il sottosuolo è costituito dalla potente successione dei depositi alluvionali e fluvioglaciali della conoide del f.Brenta che nell'area in esame hanno uno spessore superiore a 100 metri.

Con riferimento alla stratigrafia di un pozzo realizzato 50mt a nord dell'area in esame, il sottosuolo presenta Ghiaie medio grosse con ciottoli e trovanti in matrice sabbiosa poco limosa con locali livelli di conglomerato da -70mt dal p.c. Dai rilievi geofisici condotti nella zona il substrato roccioso terziario è situato presumibilmente alla profondità media di -180mt dal p.c.

**15.4** Il sottosuolo è sede di un acquifero alimentato dalle dispersioni in alveo del f.Brenta oltre che dalle infiltrazioni meteoriche dirette, con livello statico alla profondità media di **-60.0mt dal p.c.**

In tali condizioni **il livello della falda acquifera è tale da non interferire anche nelle massime escursioni di piena con le fondazioni e il piano interrato del fabbricato in progetto.**

**15.5** La realizzazione del P.d.L. "Dobru" in progetto **non determina alterazioni sulle condizioni idrogeologiche generali del territorio limitrofo, sulle caratteristiche dei deflussi sotterranei e sulle derivazioni esistenti per uso idropotabile.**

**15.6** I materiali ghiaioso sabbiosi naturali presenti dalla profondità di -2.0mt da p.c. hanno una buona permeabilità. Dalle prove condotte 1500mt a nord dell'area, si sono determinati i seguenti parametri medi : Coeff. Permeabilità  $K_{medio} = 9.0 \times 10^{-2}$  cm/sec      Cap. Disper. :  $Cd_{medio} = 0.50$  lt/secmq.

**15.7** Per lo smaltimento delle acque meteoriche si dovrà prevedere la realizzazione di pozzi perdenti spinti al di sotto del piano interrato, comunque al di fuori dai locali interrati e a distanza di sicurezza dagli stessi.

**15.8** Per il pozzo perdente tipo con diametro di 200cm e profondità di -6.0mt dal p.c. dotato di vespaio si può definire una portata dispersa utile :

$$Q_{utile\ smaltita} = 53.3 \text{ lt/sec}$$

**15.9** Il piano di lottizzazione prevede la costruzione di un fabbricato ad uso direzionale e commerciale con un piano interrato e un fuori terra con altezza di 7.5mt, esteso su una superficie di circa 8.000mq.

**Il piano di posa delle fondazioni sarà spinto al contatto con il substrato naturale di Ghiaie in matrice limoso sabbiosa al di sotto della copertura vegetale e argillosa.**

**15.10** Il sottosuolo è idoneo alla posa dei rilevati della pavimentazione e parcheggi, dopo aver asportato il terreno vegetale argilloso compressibile con spessore medio di 40cm. I materiali argillosi con ghiaia sottostanti sono idonei alla posa del rilevato stradale dopo il costipamento con rullo vibrante. Considerata la presenza di materiali prevalentemente argillosi alla quota di posa del rilevato, dopo il costipamento con rullo vibrante, sarà opportuno stendere il tessuto non tessuto e quindi materiali ghiaiosi costipati per strati fino alla quota della pavimentazione. In ogni caso il rilevato di fondazione e il sottofondo ghiaioso limoso dovranno avere uno spessore minimo di 60cm.

**15.11** Con riferimento alle condizioni stratigrafiche si sono definite alcune ipotesi fondazionali di progetto nelle condizioni di **fabbricato con un piano interrato e fondazioni a plinti con piano di posa alla profondità media di -4.0mt dal p.c. al contatto con il substrato ghiaioso.**

**15.12** Le verifiche agli stati limite con riferimento al **plinto di progetto largo 2.5mt con piano di posa a -4.0mt da p.c.** hanno fornito i seguenti risultati :

- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+ M1 + R1) (Strutturale) :  $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 22.6/1.0 = \mathbf{22.6 \text{ Kg/cm}^2}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico) :  $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 10.2/1.8 = \mathbf{5.57 \text{ Kg/cm}^2}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 2 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R3) (Geotecnico) :  $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 22.6/2.3 = \mathbf{9.82 \text{ Kg/cm}^2}$

Le Verifiche agli Stati limite di esercizio relative alle deformazioni (Cedimenti) con una pressione normale di progetto pari a  $Q = 3.3 \text{ Kg/cm}^2$  sul plinto di fondazione largo 2.5mt con piano di posa a -4.0mt dal p.c. hanno indicato un cedimento massimo pari a :  **$\Delta H \text{ tot} = 6.4 \text{ mm}$**

In tali condizioni i cedimenti totali e differenziali rispettano la verifica delle condizioni allo stato limite di esercizio (SLU) riguardanti le deformazioni.

---



DOTT. GABRIELE SOPPELSA  
GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 - 36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI  
Tel. e Fax : 0424/503855-501412 – soppelsag@tiscali.it

---

**15.13** Sulla base delle verifiche condotte per situazioni di stabilità a breve termine considerata la profondità di sbancamento di 4.0mt, la scarpata di scavo potrà avere una pendenza media di 55° nei materiali di argillosi e nelle Ghiaie limose presenti fino alla profondità di -2.2mt dal p.c. attuale e successivamente di 70° nelle ghiaie sabbiose sottostanti fino a -4.0mt.

In tali condizioni, sono assicurati comunque ampi margini di sicurezza per le strutture e le proprietà limitrofe nel corso dell'esecuzione dello sbancamento per il piano interrato del fabbricato spinto alla profondità di -4.0mt dal p.c.

**15.14** Il Comune di Cassola in base alla OPCM 3274 del 20.03.03 è inserito in zona sismica di tipo 3. Il sottosuolo dell'area in esame presenta al di sotto della copertura argilloso sabbiosa a spessore massimo di 1.0mt da Ghiaie medio fini argillose passanti a sabbiose con livelli di conglomerato estese per una profondità superiore a 100mt.

**15.15** Sulla base del quadro geologico emerso dal seguente studio e dalla classificazione in base alle norme EC8 recepite dal OPCM 3274 è possibile inserire il sottosuolo nella **categoria di tipo B** : (Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate con spessori di diverse decine di metri .) con velocità delle onde di taglio  $V_{s,30} = 360 - 800 \text{ m/sec}$  e  $N_{SPT} > 50$

**15.16** Le azioni sismiche di progetto definite a partire dalla “pericolosità sismica di base” con riferimento alle forme spettrali di una griglia di 10.751 in corrispondenza allo SLV = SLU hanno verificato le seguenti condizioni :

Accelerazione massima = **amax** =  $S_s \times S_t \times a_g = 1.2 \times 1.0 \times 0.183g = \mathbf{0.219g}$

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

**A max** =  $a_g \times 9.81 = \mathbf{2.154 \text{ m/sec}^2}$  .

**Kh** =  $\beta_s \times A_{max}/g = \mathbf{0.053}$

Dott.Geol. Gabriele Soppelsa

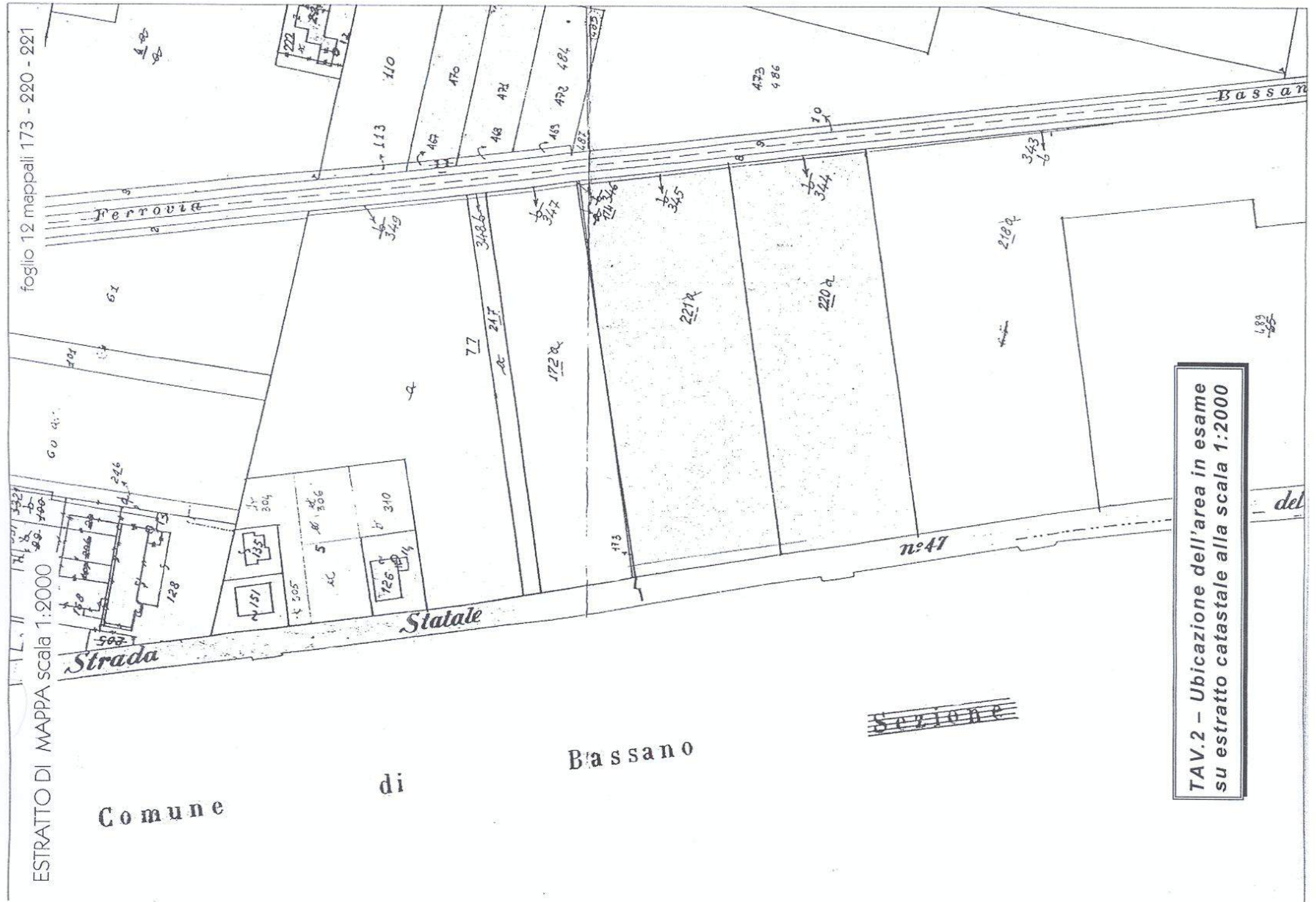
Bassano del Grappa 20.10.2010





foglio 12 mappali 173 - 220 - 221

ESTRATTO DI MAPPA scala 1:2000



Comune

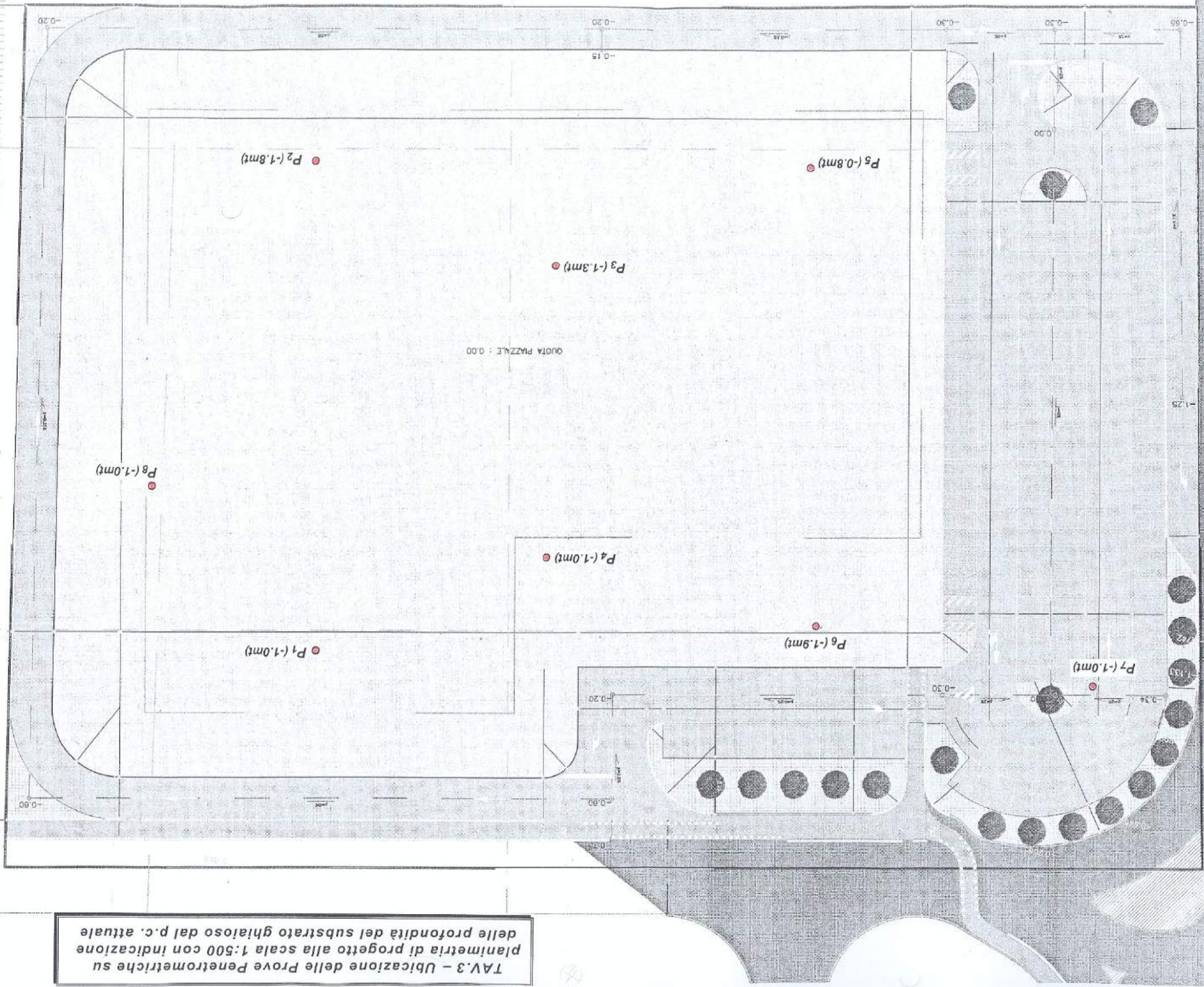
di

Bassano

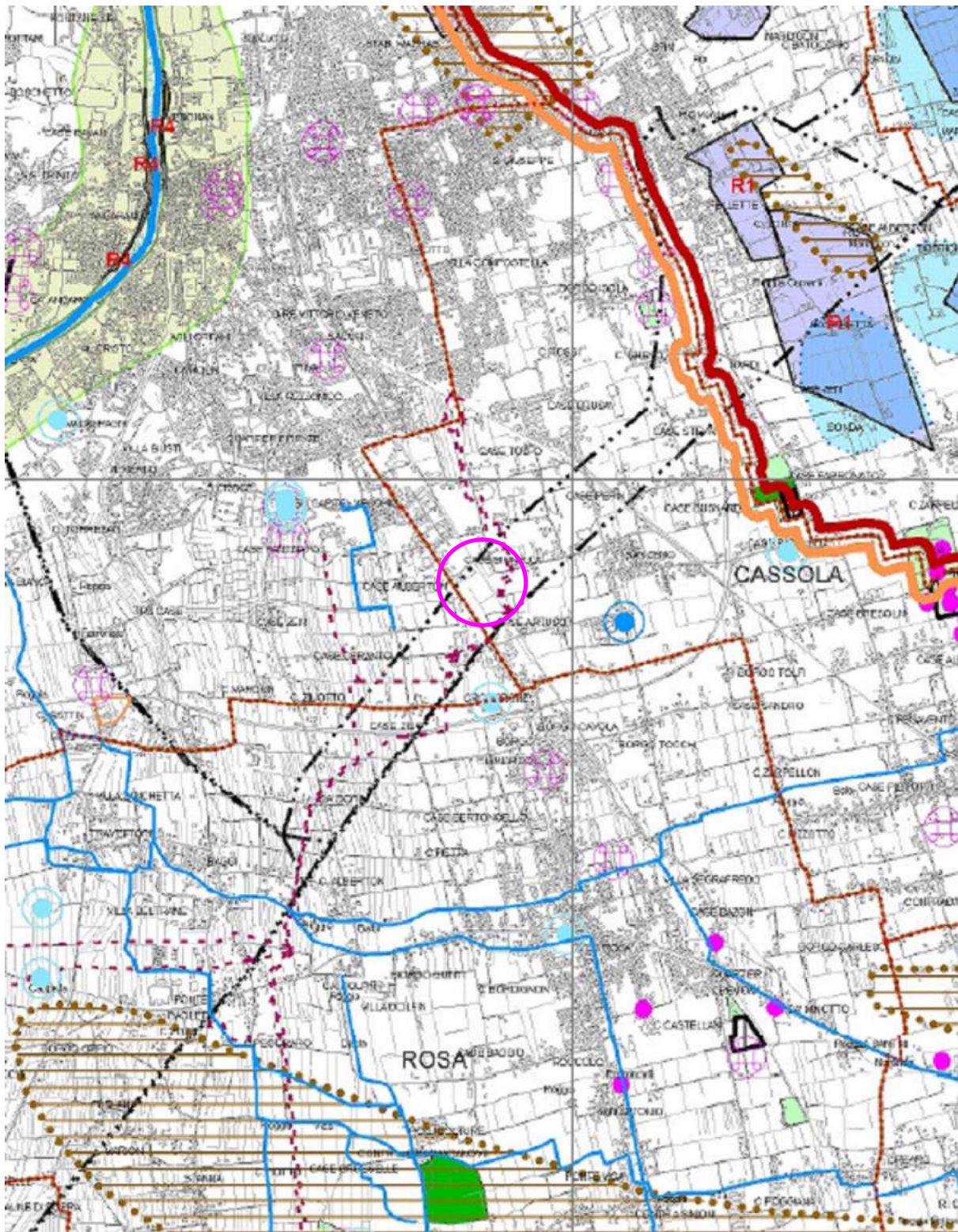
Sezione

TAV.2 - Ubicazione dell'area in esame su estratto catastrale alla scala 1:2000

TAV.3 - Ubicazione delle Prove Penetrometriche su planimetria di progetto alla scala 1:500 con indicazione delle profondità del substrato ghiatioso dal p.c. attuale

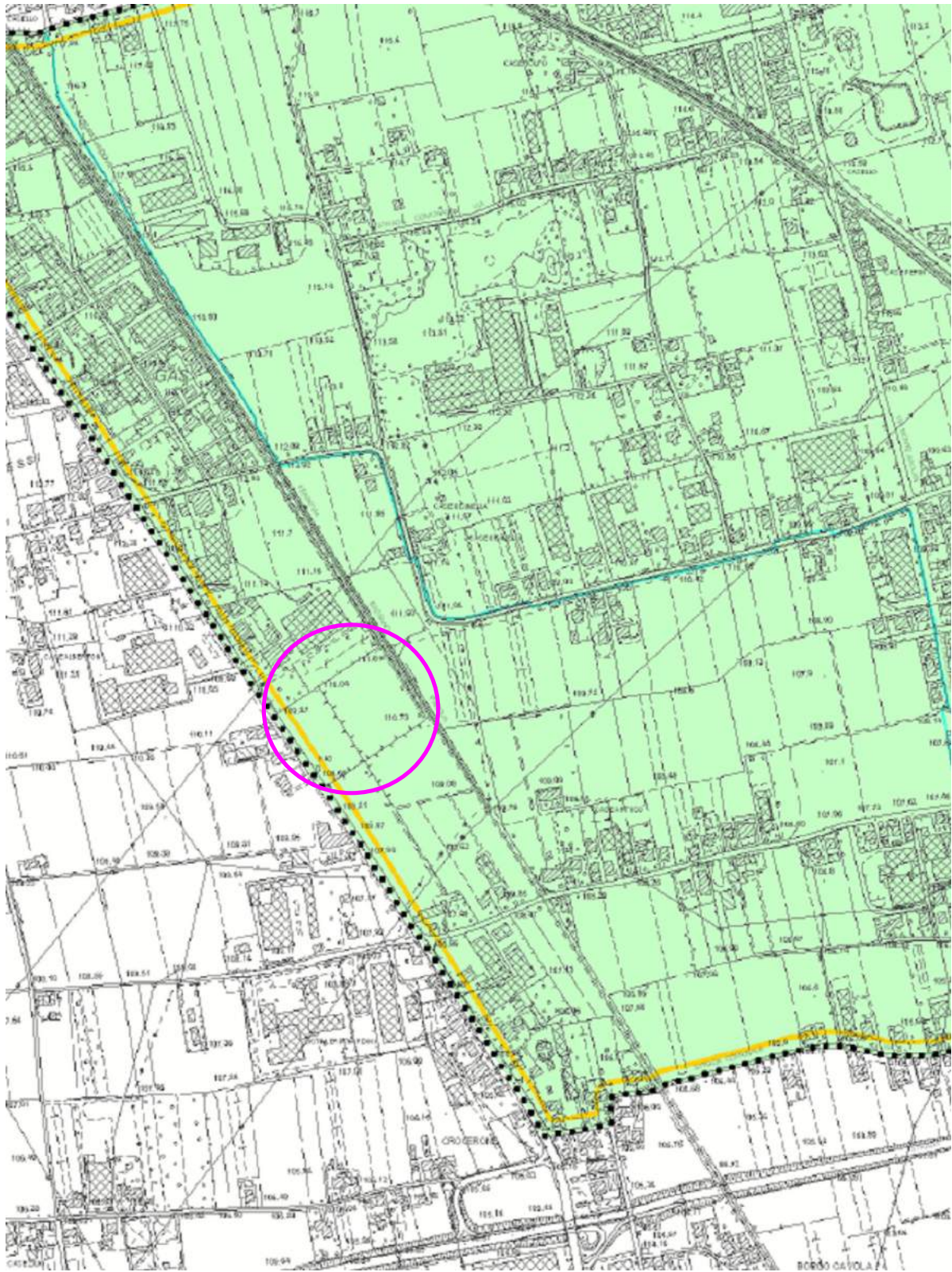


PROGETTO ARCHITETTICO: UNIVERSITÀ DI SASSARO - V.le Garibaldi, 107A - 07100 SASSARO (VS) - ITALIA



**TAV.4 – Ubicazione dell'area interessata dal P.d.L. su estratto della Carta delle Fragilità del P.T.C.P. della Provincia di Vicenza (Tav.2.1.A)**

*Classificazione : Non sono presenti elementi penalizzanti a carattere geologico, ambientale e idraulico all'interno dell'area e nel raggio di 500mt*



**TAV.5 – Ubicazione dell'area interessata dal P.d.L. su estratto della Carta delle Fragilità del P.A.T. del Comune di Cassola (Tav.5.3)**

*Classificazione : Terreno Idoneo art.37 N.T. : Non vi sono limiti geologici e geotecnici all'utilizzo urbanistico poiché il drenaggio è buono, le caratteristiche geotecniche dei terreni sono ottime, non vi sono problemi di stabilità o di rischio idraulico*

Cerca Posizione

Via Valsugana n°  
 Comune Cassola Cap  
 Provincia Cerca

Coordinate WGSS4

Latitudine

Longitudine

Cerca

Determinazione dei parametri sismici

(1)\* Coordinate WGSS4  
 Lat. 45.743703 \* Long. 11.755907  
 (1)\* Coordinate ED50  
 Lat. 45.744607 \* Long. 11.756912

Classe dell'edificio

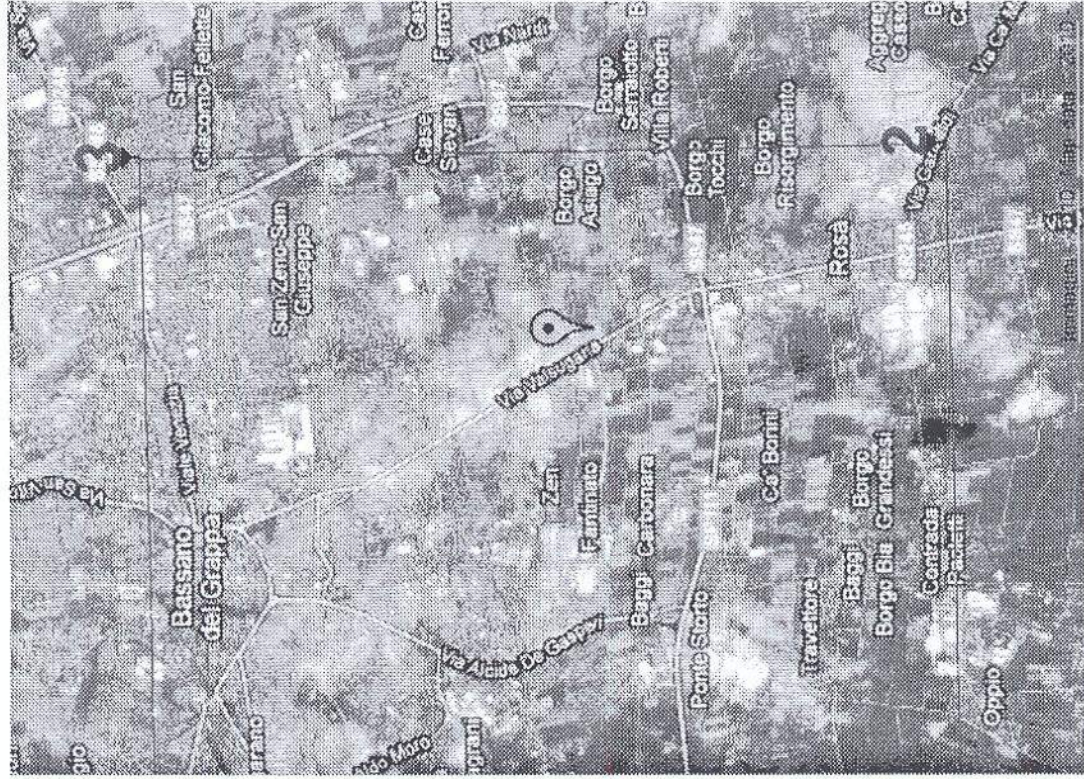
Il Affollamento non male. Assenza di funz. pubbliche e sociali.. Cu=1

Vita nominale

50

(Opere provvisorie <=10. Opere ordinarie >=50. Grandi opere >=100)

Calcola



45.743703, 11.755907

Visualizza vertici della maglia di appartenenza

Parametri sismici

Stato Limite	Tr [anni]	ag [g]	Fo	Tc [s]
Operatività (SLO)	30	0.049	2.474	0.237
Danno (SLD)	50	0.065	2.455	0.251
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.183	2.387	0.301
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.241	2.390	0.312
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Calcolo dei coefficienti sismici

Muri di sostegno \* Paratie

Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

1

us (m)

0.1

Categoria sottosuolo

B

Categoria topografica

T1

SLO SLD SLV SLC

1,20 1,20 1,20 1,17

Ss\* Amplificazione stratigrafica

1,47 1,45 1,40 1,39

Cc\* Coeff. funz categoria

1,00 1,00 1,00 1,00

St\* Amplificazione topografica

Personalizza acc.ne massima attesa al sito [mvs²] 0,6



Calcola

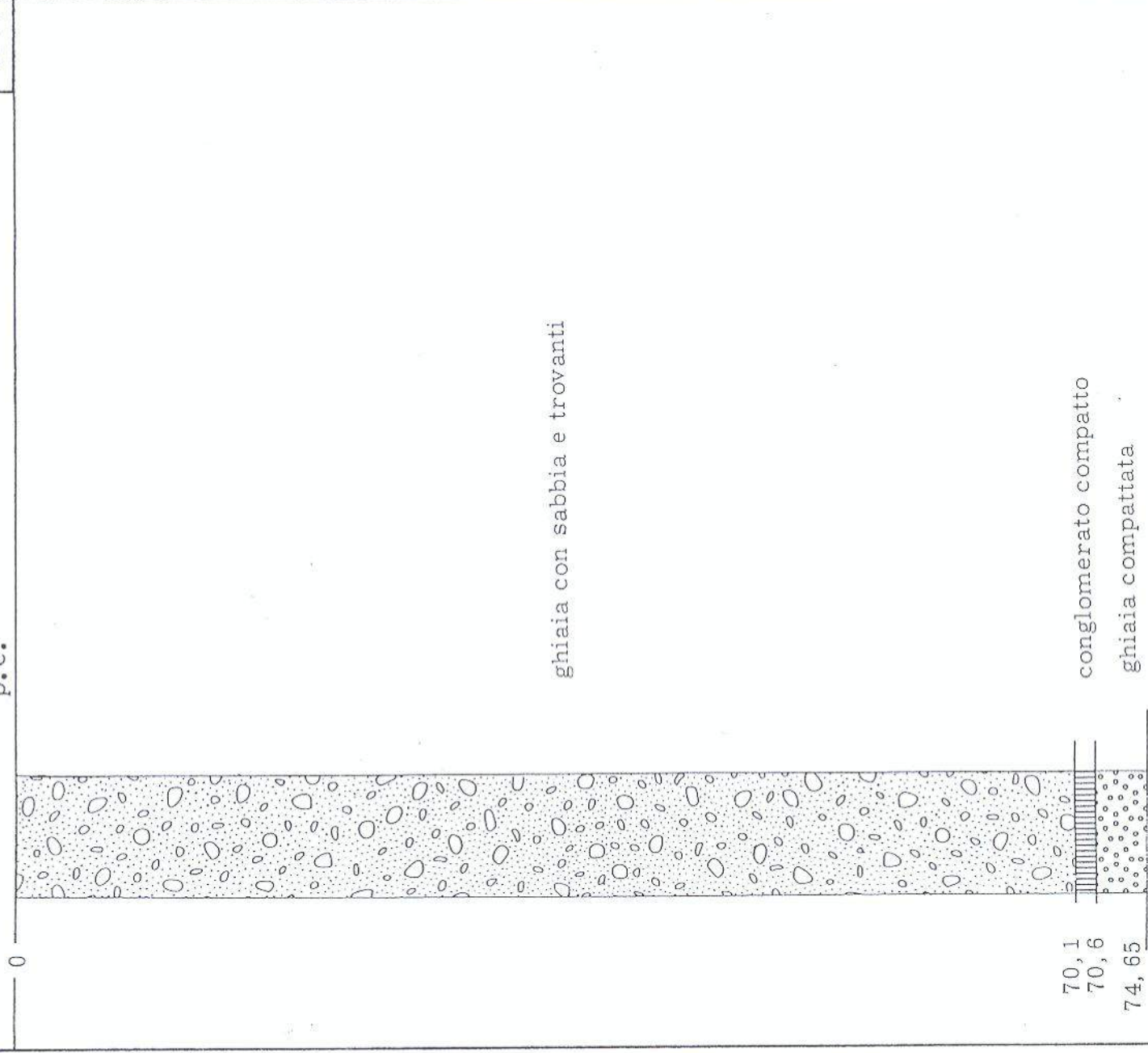
\* I valori di Ss, Cc ed St possono essere variati

TAV.6 - Inquadramento e parametri sismici dell'area in base alle N.T.C.

COLONNA STRATIGRAFICA

1207

p.c.



TAV.7 - Sezione stratigrafica di un pozzo eseguito 50mt a nord dell'area in esame



# TAV.8 – Sondaggio eseguito 800mt a nord dell'area in esame

Dott. Gabriele Soppelsa - Geologo - via San Donato 20 - Bassano d.Gr.

COMUNE DI CASSOLA











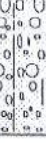

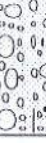
PROVINCIA DI VICENZA

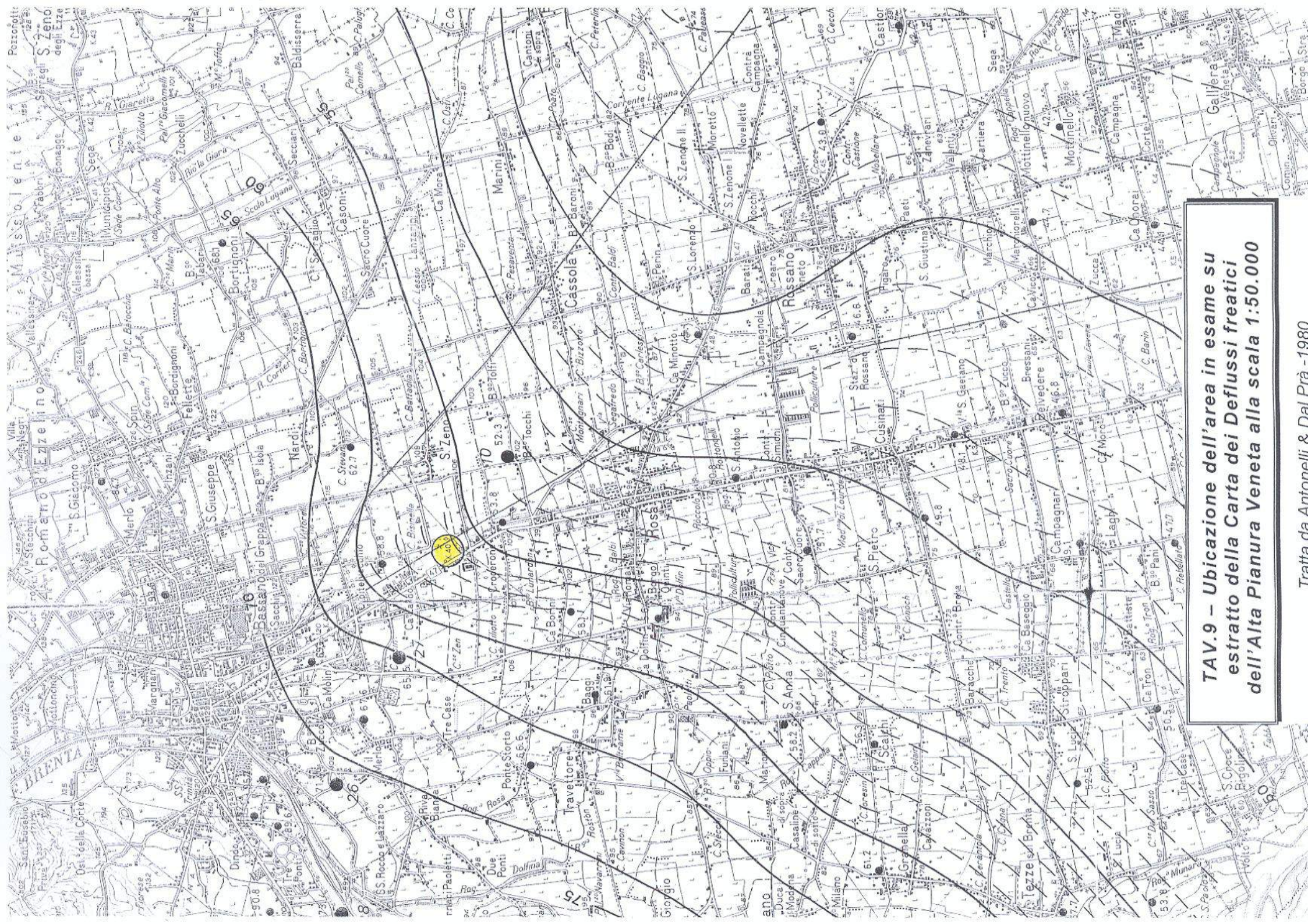
PROGETTO DEL CENTRO DIREZIONALE, COMMERCIALE, PRODUTTIVO  
E LUDICO RICREATIVO "AL CASTELLO" IN VIA T.SPERI  
I Committenti : Shopping S.a.s. e Andreatti Giuseppe

Data di Esecuzione del Sondaggio 28.08.03 -29.08.03

Quota 0.0. : piano campagna

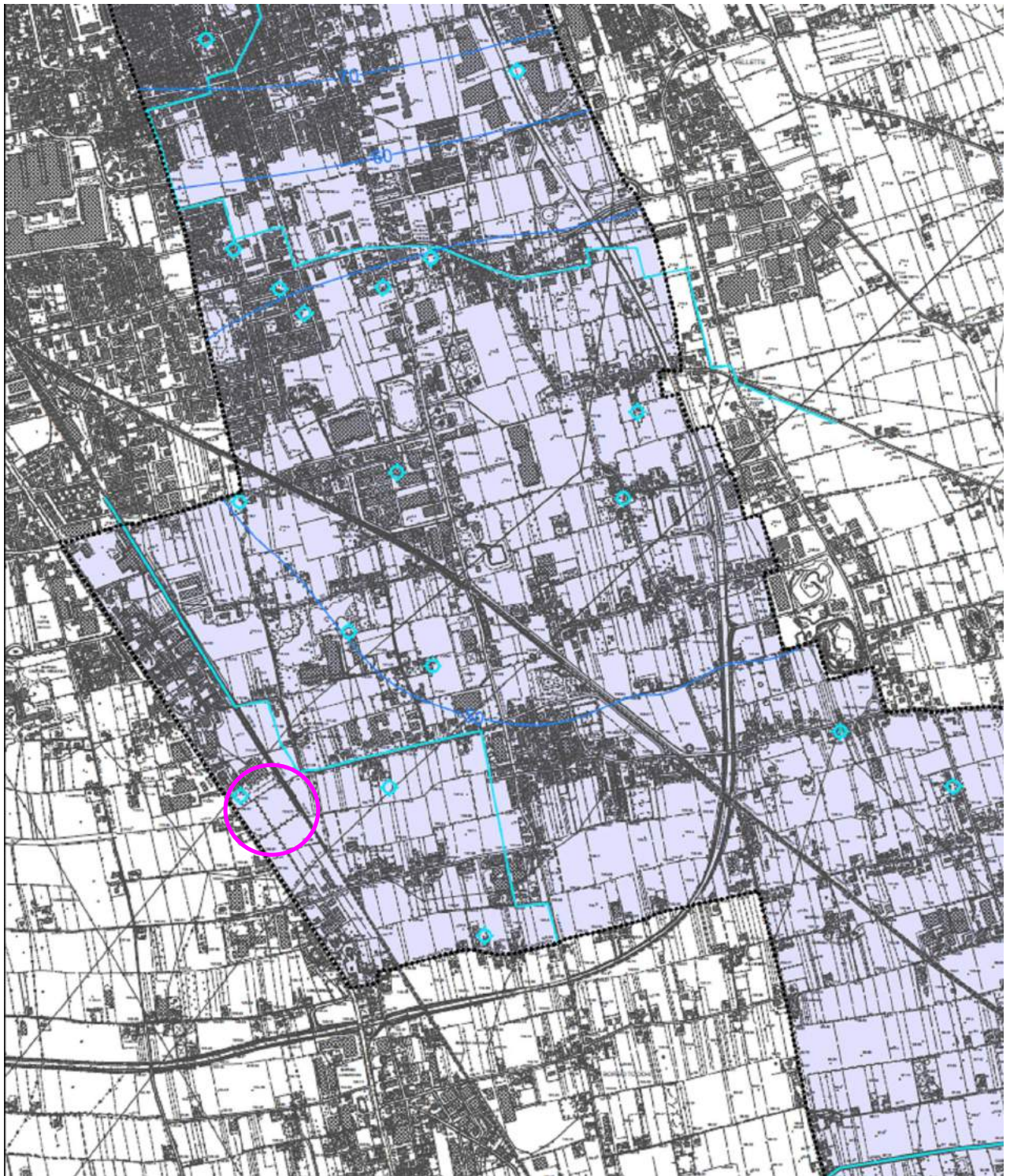
## SONDAGGIO N.2

Prove e Colonne	STRATI GRAFIA	PROF ONDI TA	SUCCESSIONE LITOLOGICA	PROVE S.P.T.	
				Profondità	N.Colpi
	dal p.c.	mt			
		0,4	Terreno vegetale argilloso con ghiaia		
		1,0	Argilla limosa sabbiosa con ghiaia		
		2,0	Ghiaia media con ciottoli in matrice argilloso sabbiosa abbondante		
		4,0	Ghiaia media con ciottoli in matrice di Sabbia grossa poco limosa	3,00 / 3.15 3.15 / 3.30	20 colpi 50c. - 12cm
		4,5	Sabbia grossa e Ghiaia fine sabbiosa		
Assenza d'acqua fino al fondo		7,0	Ghiaia medio grossa ben classata con qualche ciottolo in matrice di Sabbia grossa poco limosa con un livello più grossolano da -6.5mt a -7.0mt	6.00 /6.15 6.15 /6.30	25 colpi 50c. - 13cm
		8,2	Ghiaia medio fine sabbioso limosa umida	7.50 / 7.65 7.65 / 7.80 7.80 / 7.95	10 colpi 23 colpi 32 colpi
Prova di Permeabilità metodo Lefranc da -9.0mt a -10.5mt		10,5	Ghiaia media con ciottoli in matrice limoso sabbiosa abbondante, umida	10.50/10.65 10.65/10.80	21 colpi 50c.- 15cm
		12,5	Ghiaia media ben classata in matrice di Sabbia grossa poco limosa umida	12.00/12.15 12.15/12.30	33 colpi 50c.- 5cm
		14,0	Ghiaia media con più ciottoli in matrice di Sabbia grossa poco limosa	15.00/15.15 15.15/15.30	24 colpi 50c.- 9cm
		15,8	Ghiaia media ben classata in matrice di Sabbia grossa poco limosa		
			Ghiaia medio grossa con ciottoli in matrice sabbioso limosa con trovanti grossolani da -18.8mt a -19.0mt	18.00/18.15	50c.- 13cm
		20,5	FINE SONDAGGIO A -20.5mt	20.50/20.65 20.65/20.80	27 colpi 50c.- 4cm



**TAV.9 – Ubicazione dell'area in esame su estratto della Carta dei Deflussi freatici dell'Alta Pianura Veneta alla scala 1:50.000**

Tratta da Antonelli & Dal Prà -1980



**TAV.10 – Ubicazione dell'area interessata dal P.d.L. su estratto della Carta Idrogeologica del P.A.T. del Comune di Cassola**

*Quota media del Livello di falda = 48.0 mslm*  
*Profondità falda dal p.c. = -62.0mt*

## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

### NORMATIVE DI RIFERIMENTO

#### **D.M. LL.PP. del 11/03/1988**

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

#### **D.M. LL.PP. del 14/02/1992**

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

#### **D.M. 9 Gennaio 1996**

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

#### **D.M. 16 Gennaio 1996**

Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

#### **D.M. 16 Gennaio 1996**

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

#### **Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.**

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

#### **Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.**

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

#### **Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003**

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

#### **Norme tecniche per le Costruzioni 2008**

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

#### **Eurocodice 7**

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

#### **Eurocodice 8**

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

### CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

**Prandtl** ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

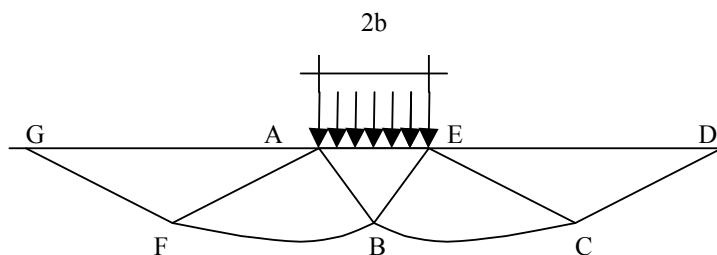
- Materiale privo di peso e quindi  $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$  (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie  $GFBCD$ .

Nel triangolo  $AEB$  la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di  $45^\circ + \varphi/2$  rispetto all'orizzontale.

Nelle zone  $ABF$  e  $EBC$  la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti  $A$  ed  $E$  e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti  $A$  ed  $E$ . Nei triangoli  $AFG$  e  $ECD$  la rottura avviene su segmenti inclinati di  $\pm(45^\circ + \varphi/2)$  rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione  $q = B \times c$ , dove il coefficiente  $B$  dipende soltanto dall'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno.

$$B = \cot g\varphi \left[ e^{\frac{\pi \operatorname{tg} \varphi}{2} (45^\circ + \varphi/2) - 1} \right]$$

Per  $\varphi = 0$  il coefficiente  $B$  risulta pari a 5.14, quindi  $q = 5.14 \times c$ .

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ( $c=0$ ,  $\gamma \neq 0$ ) risulta  $q=0$ , secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità  $h$ , con  $h \leq 2b$ ; il terreno compreso tra la superficie e la profondità  $h$  ha le seguenti caratteristiche:  $\gamma \neq 0$ ,  $\varphi = 0$ ,  $c = 0$  e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma l + B \times c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

### Metodo di Terzaghi (1955)

**Terzaghi**, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per

tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione  $\psi$  rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di  $\psi$  in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi  $\gamma_2 = 0$  per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito  $\phi$  del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo  $\phi$  prima definito;

b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, **Terzaghi** consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$tg\phi_{rid} = 2/3 \times tg\phi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di **Terzaghi** può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{K_p \gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

### Formula di Meyerhof (1963)

**Meyerhof** propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di **Terzaghi**; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente  $s_q$  che moltiplica il fattore  $N_q$ , fattori di profondità  $d_i$  e di pendenza  $i_i$  per il caso in

cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\begin{aligned} \text{Carico verticale} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \\ \text{Carico inclinato} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \end{aligned}$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

$\theta$  = Inclinazione della risultante sulla verticale.

### Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di  $b_i$  che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore  $g_i$  per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto  $D/B$ , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di  $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori  $D/B > 1$ :

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso  $\varphi = 0$

$D/B$	0	1	1.1	2	5	10	20	100
$d'_c$	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando  $\varphi=0$ .

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastroformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattore di profondità:



$$d'_{c'} = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} > 1$$

*Fattori di inclinazione del carico*

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{(0.7 - \eta / 450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

*Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):*

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

*Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)*

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

**Formula di Vesic (1975)**

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con  $N_q$  ed  $N_c$  come per la formula di Meyerhof ed  $N_\gamma$  come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

### Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove  $V_d$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto  $R_d$  si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

$c_u$  Coesione non drenata.

$q$  pressione litostatica totale sul piano di posa.

$s_c$  Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

$i_c$  Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico  $H$ .

$$i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

### Fattori di forma

$s_q = 1 + (B'/L') \text{sen} \phi'$  per forma rettangolare

$s_q = 1 + \text{sen} \phi'$  per forma quadrata o circolare

$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L')$  per forma rettangolare

$s_\gamma = 0,7$  per forma quadrata o circolare

$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$  per forma rettangolare, quadrata o circolare.

#### **Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'**

$i_q = i \cdot = 1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')$

$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$

#### **Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'**

$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$

$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$

$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

#### **Metodo di Richards et. Al.**

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

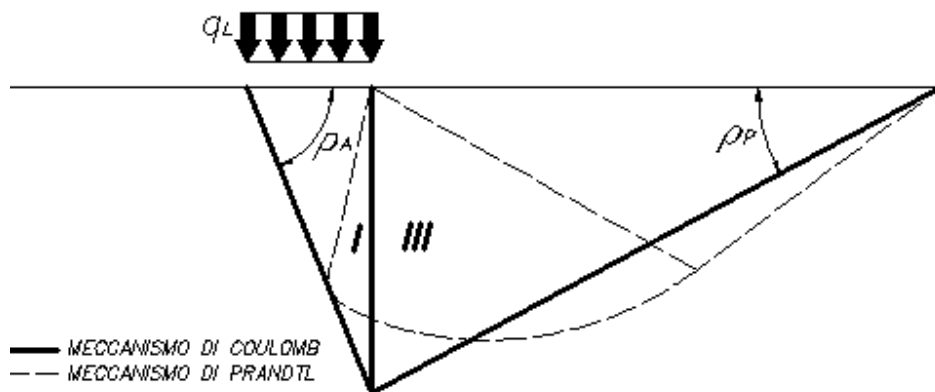
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left( \frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite ( $qL$ )

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli  $\rho_A$  e  $\rho_P$  che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva  $K_A$  e  $K_P$  in funzione dell'angolo di attrito interno  $\varphi$  del terreno e dell'angolo di attrito  $\delta$  terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} - \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$\rho_P = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} + \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo  $\phi=0.5\delta$ , conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni  $k_h g$  e  $k_v g$ , agenti rispettivamente in direzione orizzontale

e verticale, sono a loro volta pari a  $k_h \gamma$  e  $k_v \gamma$ . Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di  $\rho_a$  e  $\rho_p$ , nonché di  $K_A$  e  $K_P$ , rispettivamente indicate come  $\rho_{AE}$  e  $\rho_{PE}$  e come  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

I valori di  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli  $\rho_{AE}$  e  $\rho_{PE}$  e dei coefficienti  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo  $\theta$  definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

–  $\phi = 30^\circ$

–  $\delta = 15^\circ$

E per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	Nq	N $\gamma$	Nc
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per  $\phi=30^\circ$

## VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dall'utente. La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale  $N_{sd}$  è il valore di calcolo della forza verticale,  $\delta$  è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto,  $c_a$  è l'adesione plinto-terreno e  $A'$  è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

## CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da Stagg e Zienkiewicz (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \tan^4 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.

La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri  $c$  e  $\phi$ .

## FATTORI CORRETTIVI SISMICI: SHIKHIEV & JAKOVLEV

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del  $q_{lim}$  vengono introdotti i fattori correttivi  $z$ :

$$z_q = \left( 1 - \frac{k_h}{\tan \phi} \right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove  $K_h$  è il coefficiente sismico orizzontale.

### Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti  $K_h$  e  $K_v$  in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{\max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

$a_{\max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

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

$S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica):  $0.90 \leq S_S \leq 1.80$ ; è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

$S_T$  (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di  $S_T$  varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e  $PVR$  probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso  $V_R$  dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Con l'**OPCM 3274** e successive modifiche, i coefficienti sismici orizzontale  $K_h$  e verticale  $K_v$  che interessano tutte le masse vengono calcolati come:

$$K_h = S \cdot (a_g/g),$$

$$K_v = 0.5 \cdot K_o.$$

$S$ : fattore dipendente dal tipo di suolo secondo lo schema:

Suolo di tipo A -  $S=1$ ;

Suolo di tipo B -  $S=1.25$ ;

Suolo di tipo C -  $S=1.25$ ;

Suolo di tipo E -  $S=1.25$ ;

Suolo di tipo D -  $S=1.35$ .

Per fondazioni su pendii con inclinazione superiore a  $15^\circ$  e dislivello superiore a 30 m, l'azione sismica deve essere incrementata moltiplicandola per il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ :

- $S_T \geq 1,2$  per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;
- $S_T \geq 1,4$  per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in testa molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media  $> 30^\circ$ ;  $S_T \geq 1,2$  per siti dello stesso tipo ma pendenza media inferiore.

L'applicazione del **D.M. 88** e successive modifiche ed integrazioni è consentito mediante l'inserimento del coefficiente sismico orizzontale  $K_0$  in funzione delle Categorie Sismiche secondo il seguente schema:

CATEGORIA	$K_0$	$K_v$
I	0.1	0
II	0.07	0
III	0.04	0

In accordo a tale disposizioni, il rapporto:  $ag/g = C \cdot I \cdot R$

C: coefficiente di intensità sismica  $C = \frac{S - 2}{100}$

S: grado di sismicità ( $S \geq 2$ )

R: coefficiente di risposta,

I: coefficiente di protezione sismica.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

$a_{gR}$  : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

$\gamma_I$ : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale  $K_v$  è definito in funzione di  $K_0$ , e vale:



$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

## CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni  $B \times L$  posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left( I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

$q_0$  = Intensità della pressione di contatto

$B'$  = Minima dimensione dell'area reagente,

$E$  e  $\mu$  = Parametri elastici del terreno.

$I_j$  = Coefficienti di influenza dipendenti da:  $L'/B'$ , spessore dello strato  $H$ , coefficiente di Poisson  $\mu$ , profondità del piano di posa  $D$ ;

I coefficienti  $I_1$  e  $I_2$  si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto  $L'/B'$  ed  $H/B$ , utilizzando  $B'=B/2$  e  $L'=L/2$  per i coefficienti relativi al centro e  $B'=B$  e  $L'=L$  per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza  $I_F$  deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto  $L/B$ .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente  $I_S$ :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore  $H$  vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a  $5B$ , se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di  $E$  pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

## CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ( $OCR > 1$ ), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione  $\sigma'_p$  ( $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$ ).

Se invece il terreno è normalconsolidato ( $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$ ) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

$RR$  Rapporto di ricompressione;

$CR$  Rapporto di compressione;

$H_0$  spessore iniziale dello strato;

$\sigma'_{v0}$  tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta\sigma_v$  incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri  $RR$  e  $CR$  si fa riferimento al modulo edometrico  $M$ ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ( $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$ ) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore ( $< 2.00$  m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

### ***Cedimento secondario***

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

$H_c$  è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

$C_\alpha$  è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

$T$  tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

$T_{100}$  tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

## CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a  $4B$ , nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a  $2B$  per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

$\Delta q$  rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

$I_z$  è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di  $2B$ , per fondazione circolare o quadrata, e a profondità  $4B$ , per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di  $I_z$  si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

$B/2$  per fondazione circolare o quadrata

$B$  per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z \max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left( \frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove  $\sigma'_{vi}$  rappresenta la tensione verticale efficace a profondità  $B/2$  per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità  $B$  per fondazioni nastriformi.

$E_i$  rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato **i-esimo** considerato nel calcolo;

$\Delta z_i$  rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo**;

$C_1$  e  $C_2$  sono due coefficienti correttivi.

Il modulo  $E$  viene assunto pari a  $2.5 q_c$  per fondazioni circolari o quadrate e a  $3.5 q_c$  per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di  $L/B$ .

Il termine  $q_c$  che interviene nella determinazione di  $E$  rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti  $C_1$  e  $C_2$  sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione  $t$  rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

## CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità  $I_C$  al risultato  $N$  della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[ \sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

$q'$  = pressione efficace lorda;

$\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

$B$  = larghezza della fondazione;

$I_C$  = indice di compressibilità;

$f_S$ ,  $f_H$ ,  $f_t$  = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità  $I_C$  è legato al valore medio  $N_{AV}$  di  $N_{spt}$  all'interno di una profondità significativa  $z$ :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di  $N_{spt}$  da utilizzare nel calcolo del valore medio  $N_{AV}$  va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e  $N_{spt} > 15$ , secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove  $N_c$  è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi  $f_S$ ,  $f_H$  ed  $f_t$  sono rispettivamente:

$$f_S = \left( \frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left( 2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left( 1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con

$t$  = tempo in anni  $> 3$ ;

$R_3$  = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

$R$  = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

**DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	2,5 m
Lunghezza fondazione	2,5 m
Profondità piano di posa	4,0 m
Altezza di incastro	1,3 m

**STRATIGRAFIA TERRENO**

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH (m)	Gam (Kg/m)	Gams (Kg/m)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm)	c Corr. (Kg/cm)	cu (Kg/cm)	Ey (Kg/cm)	Ed (Kg/cm)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,4	1900,0	2100,0	15,0	15	0,02	0,02	0,0	25,49	26,51	0,0	0,0	0,0
0,6	2000,0	2200,0	18,0	18	0,6	0,6	0,6	45,89	50,0	0,0	0,0	0,0
0,5	1800,0	1100,0	34,0	34	0,0	0,0	0,0	300,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,7	1800,0	1100,0	35,0	35	0,0	0,0	0,0	400,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3,8	2000,0	2100,0	36,0	36	0,0	0,0	0,0	500,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto (Kg/cm)	N (Kg)	Mx (Kg·m)	My (Kg)·m	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Tipo
1	A1+M1+R1	3,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	3,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	3,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: TERZAGHI (1955)

Pressione limite 10,02 Kg/cm

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 4,01 Kg/cm

**A1+M1+R1**

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	37,75
Fattore [Nc]	50,59
Fattore [Ng]	40,05
Fattore forma [Sc]	1,75
Fattore profondità [Dc]	1,4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,73
Fattore profondità [Dq]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	27,19 Kg/cm
Resistenza di progetto	27,19 Kg/cm
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>8,5</b>

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	47,16
Fattore [Nc]	63,53
Fattore [Ng]	51,7
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	22,6 Kg/cm
Resistenza di progetto	22,6 Kg/cm
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>7,06</b>

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	37,75
Fattore [Nc]	50,59
Fattore [Ng]	44,43
Fattore forma [Sc]	1,77
Fattore profondità [Dc]	1,63
Fattore forma [Sq]	1,39
Fattore profondità [Dq]	1,31
Fattore forma [Sg]	1,39

Fattore profondità [Dg]	1,31
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	38,08 Kg/cm
Resistenza di progetto	38,08 Kg/cm
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>11,9</b>

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	37,75
Fattore [Nc]	50,59
Fattore [Ng]	56,31
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,73
Fattore profondità [Dq]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	29,63 Kg/cm
Resistenza di progetto	29,63 Kg/cm
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>9,26</b>

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	37,75
Fattore [Nc]	50,59
Fattore [Ng]	53,4
Fattore forma [Sc]	1,6
Fattore profondità [Dc]	1,4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,59
Fattore profondità [Dq]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0

Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	28,83 Kg/cm
Resistenza di progetto	28,83 Kg/cm
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>9,01</b>

### A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	15,48
Fattore forma [Sc]	1,61
Fattore profondità [Dc]	1,4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,58
Fattore profondità [Dq]	1,29
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	12,28 Kg/cm
Resistenza di progetto	6,82 Kg/cm
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>3,84</b>

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22,9
Fattore [Nc]	37,68
Fattore [Ng]	20,32
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	10,02 Kg/cm
Resistenza di progetto	5,57 Kg/cm
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>3,13</b>



Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	16,12
Fattore forma [Sc]	1,6
Fattore profondità [Dc]	1,56
Fattore forma [Sq]	1,3
Fattore profondità [Dq]	1,28
Fattore forma [Sg]	1,3
Fattore profondità [Dg]	1,28
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	14,82 Kg/cm
Resistenza di progetto	8,23 Kg/cm
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>4,63</b>

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	22,96
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,58
Fattore profondità [Dq]	1,29
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	13,4 Kg/cm
Resistenza di progetto	7,44 Kg/cm
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>4,19</b>

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	20,64
Fattore forma [Sc]	1,53
Fattore profondità [Dc]	1,4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0

Fattore forma [Sq]	1,5
Fattore profondità [Dq]	1,29
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
<hr/>	
Carico limite	13,07 Kg/cm
Resistenza di progetto	7,26 Kg/cm
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>4,08</b>

### Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	15,48
Fattore forma [Sc]	1,61
Fattore profondità [Dc]	1,4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,58
Fattore profondità [Dq]	1,29
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
<hr/>	
Carico limite	12,28 Kg/cm
Resistenza di progetto	6,82 Kg/cm
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>3,84</b>

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22,9
Fattore [Nc]	37,68
Fattore [Ng]	20,32
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0

---



---

Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
---	-----

---



---

Carico limite	10,02 Kg/cm
Resistenza di progetto	5,57 Kg/cm
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>3,13</b>

---



---

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

---



---

Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	16,12
Fattore forma [Sc]	1,6
Fattore profondità [Dc]	1,56
Fattore forma [Sq]	1,3
Fattore profondità [Dq]	1,28
Fattore forma [Sg]	1,3
Fattore profondità [Dg]	1,28
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

---



---

Carico limite	14,82 Kg/cm
Resistenza di progetto	8,23 Kg/cm
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>4,63</b>

---



---

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

---



---

Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	22,96
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,58
Fattore profondità [Dq]	1,29
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

---



---

Carico limite	13,4 Kg/cm
Resistenza di progetto	7,44 Kg/cm
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>4,19</b>

---



---

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

---



---

Fattore [Nq]	18,75
--------------	-------

---



---

Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	20,64
Fattore forma [Sc]	1,53
Fattore profondità [Dc]	1,4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,5
Fattore profondità [Dq]	1,29
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	13,07 Kg/cm
Resistenza di progetto	7,26 Kg/cm
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>4,08</b>
=====	

#### CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	3,2 Kg/cm
Spessore dello strato	10,0 m
Profondità substrato roccioso	100,0 m
Modulo Elastico	500,0 Kg/cm
Coefficiente di Poisson	0,25
=====	
Coefficiente di influenza I1	0,48
Coefficiente di influenza I2	0,02
Coefficiente di influenza Is	0,5
=====	
Cedimento al centro della fondazione	6,43 mm
=====	
Coefficiente di influenza I1	0,41
Coefficiente di influenza I2	0,04
Coefficiente di influenza Is	0,43
Cedimento al bordo	2,81 mm
=====	

#### CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	3,3 Kg/cm
Tempo	10,0
Profondità significativa Zi (m)	10
Media dei valori di N <sub>sp</sub> t all'interno di Zi	75
Fattore di forma fs	1
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1,405
Indice di compressibilità	0,004
Cedimento	2,947 mm
=====	

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: DOBRU s.r.l.  
 Cantiere: P.d.L. "Dobru"  
 Località: Via Valsugana - Cassola

**Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DL-30 (60°)**

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	30 Kg
Altezza di caduta libera	0,20 m
Peso sistema di battuta	11 Kg
Diametro punta conica	35,68 mm
Area di base punta	10 cm
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	2,4 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80 m
Avanzamento punta	0,10 m
Numero colpi per punta	N(10)
Coeff. Correlazione	0,783
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	60 °

**PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE *DPSH – DPM (... sept ecc.)***

**Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici**

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi  $\delta$ ) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura  $\alpha$ )

- avanzamento (penetrazione)  $\delta$
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

- tipo LEGGERO (DPL)
- tipo MEDIO (DPM)
- tipo PESANTE (DPH)
- tipo SUPERPESANTE (DPSH)

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof.max indagine battente (m)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$	8
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$	25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	$M \geq 60$	25

### penetrometri in uso in Italia

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)  
massa battente M = 30 kg, altezza di caduta H = 0.20 m, avanzamento  $\delta = 10$  cm, punta conica ( $\alpha = 60-90^\circ$ ), diametro D 35.7 mm, area base cono A=10 cm rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;
- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)  
massa battente M = 20 kg, altezza di caduta H=0.20 m, avanzamento  $\delta = 10$  cm, punta conica ( $\alpha = 60-90^\circ$ ), diametro D 35.7 mm, area base cono A=10 cm rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;
- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)  
massa battente M = 73 kg, altezza di caduta H=0.75 m, avanzamento  $\delta = 30$  cm, punta conica ( $\alpha = 60^\circ$ ), diametro D = 50.8 mm, area base cono A=20.27 cm rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;
- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)  
massa battente M=63.5 kg, altezza caduta H=0.75 m, avanzamento  $\delta = 20-30$  cm, punta conica conica ( $\alpha = 60^\circ-90^\circ$ ) diametro D = 50.5 mm, area base cono A = 20 cm, rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

### Correlazione con N<sub>spt</sub>

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N<sub>spt</sub> ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N<sub>spt</sub>. Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q<sub>spt</sub> è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

- M = peso massa battente;  
M' = peso aste;  
H = altezza di caduta;  
A = area base punta conica;  
 $\delta$  = passo di avanzamento.

### Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

$$Rpd = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

- Rpd = resistenza dinamica punta (area A);  
e = infissione media per colpo ( $\delta/N$ );  
M = peso massa battente (altezza caduta H);  
P = peso totale aste e sistema battuta.

### Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenza alla punta.

### Valutazioni statistiche e correlazioni

#### Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

#### *Media*

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### *Media minima*

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

**Massimo**

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

**Minimo**

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

**Scarto quadratico medio**

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

**Media deviata**

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

**Media + s**

Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

**Media - s**

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

**Pressione ammissibile**

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 mt. ed immersione  $d = 1$  mt..

**Correlazioni geotecniche terreni incoerenti****Liquefazione**

Permette di calcolare utilizzando dati  $N_{spt}$  il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi).

Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se  $N_{spt}$  dello strato considerato risulta inferiore a  $N_{spt}$  critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

**Correzione  $N_{spt}$  in presenza di falda**

$N_{spt}$  corretto =  $15 + 0.5 \times (N_{spt} - 15)$

$N_{spt}$  è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda).

**Angolo di Attrito**

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956 - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 mt.; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 mt. per terreni sopra falda e < 8 mt. per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)
- Meyerhof 1956 - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers 1961)- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 mt. sopra falda e < 7 mt. per terreni in falda)  $\sigma > 5$  t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38°.
- Malcev 1964 - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m. e per valori di angolo di attrito < 38°).
- Schmertmann 1977- Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da  $D_r$  %.
- Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION) Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda)  $\sigma > 15$  t/mq.
- Shioi-Fukuni 1982 (JAPANESE NATIONALE RAILWAY) Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose.
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda)  $\sigma > 15$  t/mq.
- Meyerhof 1965 - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 mt. e con % di limo > 5% a profondità < 3 mt.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

**Densità relativa (%)**

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie  $D_r$  viene sovrastimato, per limi sottostimato.



- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).
- Schultze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC, metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

#### **Modulo Di Young ( $E_y$ )**

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.
- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici.
- Schultze-Menzenbach, correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970), correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia
- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

#### **Modulo Edometrico**

- Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia
- Buisman-Sanglerat, correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.
- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).
- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

#### **Stato di consistenza**

- Classificazione A.G.I. 1977

#### **Peso di Volume Gamma**

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

#### **Peso di volume saturo**

- Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948-1967. Correlazione valida per peso specifico del materiale pari a circa  $\gamma = 2,65$  t/mc e per peso di volume secco variabile da 1,33 (Nspt = 0) a 1,99 (Nspt = 95)

#### **Modulo di poisson**

- Classificazione A.G.I.

#### **Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)**

- Seed-Idriss 1978-1981. Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio  $\tau$  e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

#### **Velocità onde di taglio $V_s$ (m/sec)**

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.

#### **Modulo di deformazione di taglio ( $G$ )**

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

#### **Modulo di reazione ( $K_0$ )**

- Navfac 1971-1982 - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

#### **Resistenza alla punta del Penetrometro Statico ( $Q_c$ )**

- Robertson 1983  $Q_c$

### **Correlazioni geotecniche terreni coesivi**

#### **Coesione non drenata**

- Benassi & Vannelli- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA 1983.

- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con  $N_{spt} < 8$ , argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948). *Cu min-max*.
- Sanglerat, da dati Penetr. Statico per terreni coesivi saturi, tale correlazione non è valida per argille sensitive con sensitività  $> 5$ , per argille sovraconsolidate fessurate e per i limi a bassa plasticità.
- Sanglerat, (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche  $< 10$  colpi, per resistenze penetrometriche  $> 10$  l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche" di Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Coesione non drenata per argille limose e argille di bassa media ed alta plasticità, ( $Cu-N_{spt}$ -grado di plasticità).
- Schmertmann 1975  $Cu$  (Kg/cmq) (valori medi), valida per **argille e limi argillosi** con  $N_c=20$  e  $Q_c/N_{spt}=2$ .
- Schmertmann 1975  $Cu$  (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC.
- Fletcher 1965 - (Argilla di Chicago). Coesione non drenata  $Cu$  (Kg/cmq), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità.
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni 1982, valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.
- De Beer.

#### **Resistenza alla punta del Penetrometro Statico ( $Q_c$ )**

- Robertson 1983  $Q_c$

#### **Modulo Edometrico-Confinato ( $M_o$ )**

- Stroud e Butler (1975) - per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.
- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità ( $IP < 20$ ), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità ( $IP < 20$ ) - da esperienze su argille glaciali.
- Vesic (1970) correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).
- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato - $M_o$  (Eed) (Kg/cmq)-, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto  $Q_c/N_{spt}=1.5-2.0$ ).
- Buismann- Sanglerat, valida per argille compatte ( $N_{spt} < 30$ ) medie e molli ( $N_{spt} < 4$ ) e argille sabbiose ( $N_{spt}=6-12$ ).

#### **Modulo Di Young ( $E_Y$ )**

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P.  $> 15$
- D'Appollonia ed altri (1983) - correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

#### **Stato di consistenza**

- Classificazione A.G.I. 1977

#### **Peso di Volume Gamma**

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

#### **Peso di volume saturo**

- Correlazione Bowles (1982), Terzaghi-Peck (1948-1967), valida per condizioni specifiche: peso specifico del materiale pari a circa  $G=2,70$  (t/mc) e per indici dei vuoti variabili da 1,833 ( $N_{spt}=0$ ) a 0,545 ( $N_{spt}=28$ )

**PROVA ... Nr.1**

Strumento utilizzato...  
 Prova eseguita in data  
 Profondità prova  
 Falda non rilevata

DL-30 (60°)  
 18/10/2010  
 4,00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	6	0,855	21,27	24,88	1,06	1,24
0,30	4	0,853	14,15	16,59	0,71	0,83
0,40	4	0,851	14,11	16,59	0,71	0,83
0,50	10	0,849	35,21	41,47	1,76	2,07
0,60	8	0,847	28,10	33,18	1,41	1,66
0,70	7	0,845	24,54	29,03	1,23	1,45
0,80	8	0,843	27,98	33,18	1,40	1,66
0,90	12	0,842	39,69	47,16	1,98	2,36
1,00	12	0,840	39,60	47,16	1,98	2,36
1,10	16	0,788	49,55	62,88	2,48	3,14
1,20	29	0,736	83,92	113,97	4,20	5,70
1,30	17	0,785	52,42	66,81	2,62	3,34
1,40	21	0,733	60,49	82,53	3,02	4,13
1,50	24	0,731	68,97	94,32	3,45	4,72
1,60	34	0,680	90,80	133,62	4,54	6,68
1,70	57	0,628	140,67	224,02	7,03	11,20
1,80	58	0,626	142,77	227,95	7,14	11,40
1,90	105	0,625	244,97	392,12	12,25	19,61
2,00	85	0,623	197,82	317,43	9,89	15,87
2,10	85	0,622	197,33	317,43	9,87	15,87
2,20	84	0,620	194,53	313,69	9,73	15,68
2,30	89	0,619	205,61	332,37	10,28	16,62
2,40	100	0,617	230,47	373,44	11,52	18,67
2,50	86	0,616	197,73	321,16	9,89	16,06
2,60	79	0,614	181,21	295,02	9,06	14,75
2,70	85	0,613	194,53	317,43	9,73	15,87
2,80	100	0,611	228,33	373,44	11,42	18,67
2,90	78	0,610	169,27	277,47	8,46	13,87
3,00	120	0,609	259,83	426,88	12,99	21,34
3,10	95	0,607	205,24	337,94	10,26	16,90
3,20	105	0,606	226,35	373,52	11,32	18,68
3,30	110	0,605	236,62	391,30	11,83	19,57
3,40	120	0,603	257,58	426,88	12,88	21,34
3,50	92	0,602	197,06	327,27	9,85	16,36
3,60	108	0,601	230,85	384,19	11,54	19,21
3,70	120	0,600	255,97	426,88	12,80	21,34
3,80	90	0,598	191,59	320,16	9,58	16,01
3,90	105	0,597	212,97	356,60	10,65	17,83
4,00	120	0,596	242,91	407,55	12,15	20,38

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1**

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m)	Gamma Saturato (t/m)	Fi (°)	Cu (Kg/cm)	Modulo Edometrico (Kg/cm)	Modulo Elastico (Kg/cm)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm)
1	0,4	2,74	Coesivo	1,33	1,83	--	0,44	12,57	27,40	--	--
2	1,0	7,44	Coesivo	1,41	1,88	--	1,16	34,14	74,40	--	--
3	1,5	16,76	Incoerente	1,92	1,96	32,69	--	61,89	158,80	0,32	919,88
4	2,3	58,43	Incoerente	2,28	2,50	44,36	--	147,48	367,15	0,24	2975,44
5	4,0	78,90	Incoerente	2,50	2,50	50,09	--	189,53	469,50	0,19	3946,08

**PROVA ... Nr.2**

Strumento utilizzato...  
 Prova eseguita in data  
 Profondità prova  
 Falda non rilevata

DL-30 (60°)  
 18/10/2010  
 4,00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm )	Res. dinamica (Kg/cm )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm )
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0,855	3,54	4,15	0,18	0,21
0,30	1	0,853	3,54	4,15	0,18	0,21
0,40	2	0,851	7,06	8,29	0,35	0,41
0,50	3	0,849	10,56	12,44	0,53	0,62
0,60	4	0,847	14,05	16,59	0,70	0,83
0,70	6	0,845	21,03	24,88	1,05	1,24
0,80	8	0,843	27,98	33,18	1,40	1,66
0,90	8	0,842	26,46	31,44	1,32	1,57
1,00	5	0,840	16,50	19,65	0,83	0,98
1,10	3	0,838	9,88	11,79	0,49	0,59
1,20	2	0,836	6,57	7,86	0,33	0,39
1,30	1	0,835	3,28	3,93	0,16	0,20
1,40	2	0,833	6,55	7,86	0,33	0,39
1,50	1	0,831	3,27	3,93	0,16	0,20
1,60	1	0,830	3,26	3,93	0,16	0,20
1,70	4	0,828	13,02	15,72	0,65	0,79
1,80	6	0,826	19,49	23,58	0,97	1,18
1,90	18	0,775	52,08	67,22	2,60	3,36
2,00	40	0,623	93,09	149,38	4,65	7,47
2,10	26	0,722	70,07	97,10	3,50	4,85
2,20	80	0,620	185,27	298,76	9,26	14,94
2,30	92	0,619	212,54	343,57	10,63	17,18
2,40	79	0,617	182,07	295,02	9,10	14,75
2,50	64	0,616	147,15	239,00	7,36	11,95
2,60	90	0,614	206,45	336,10	10,32	16,80
2,70	75	0,613	171,64	280,08	8,58	14,00
2,80	88	0,611	200,93	328,63	10,05	16,43
2,90	100	0,610	217,01	355,73	10,85	17,79
3,00	95	0,609	205,70	337,94	10,28	16,90
3,10	107	0,607	231,17	380,63	11,56	19,03
3,20	120	0,606	258,69	426,88	12,93	21,34
3,30	92	0,605	197,90	327,27	9,89	16,36
3,40	100	0,603	214,65	355,73	10,73	17,79
3,50	120	0,602	257,04	426,88	12,85	21,34
3,60	120	0,601	256,50	426,88	12,82	21,34
3,70	95	0,600	202,64	337,94	10,13	16,90
3,80	100	0,598	212,87	355,73	10,64	17,79
3,90	120	0,597	243,39	407,55	12,17	20,38
4,00	120	0,596	242,91	407,55	12,15	20,38

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2**

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m )	Gamma Saturo (t/m )	Fi (°)	Cu (Kg/cm )	Modulo Edometrico (Kg/cm )	Modulo Elastico (Kg/cm )	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm )
1	0,4	0,78	Coesivo	1,33	1,83	--	0,13	3,58	7,80	--	--
2	1,0	4,44	Coesivo	1,33	1,83	--	0,69	20,37	44,40	--	--
3	1,8	1,96	Incoerente	1,40	1,87	28,55	--	31,49	---	0,35	122,36
4	2,2	32,10	Incoerente	2,15	2,50	36,99	--	93,40	235,50	0,29	1694,45
5	4,0	77,30	Incoerente	2,50	2,50	49,64	--	186,24	461,50	0,2	3870,81

**PROVA ... Nr.3**

Strumento utilizzato...  
 Prova eseguita in data  
 Profondità prova  
 Falda non rilevata

DL-30 (60°)  
 18/10/2010  
 4,00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm )	Res. dinamica (Kg/cm )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm )
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	2	0,855	7,09	8,29	0,35	0,41
0,30	1	0,853	3,54	4,15	0,18	0,21
0,40	1	0,851	3,53	4,15	0,18	0,21
0,50	7	0,849	24,64	29,03	1,23	1,45
0,60	7	0,847	24,59	29,03	1,23	1,45
0,70	10	0,845	35,05	41,47	1,75	2,07
0,80	13	0,793	42,77	53,92	2,14	2,70
0,90	6	0,842	19,84	23,58	0,99	1,18
1,00	4	0,840	13,20	15,72	0,66	0,79
1,10	4	0,838	13,17	15,72	0,66	0,79
1,20	5	0,836	16,43	19,65	0,82	0,98
1,30	9	0,835	29,52	35,37	1,48	1,77
1,40	35	0,683	93,93	137,55	4,70	6,88
1,50	26	0,731	74,72	102,18	3,74	5,11
1,60	38	0,680	101,49	149,35	5,07	7,47
1,70	39	0,628	96,25	153,28	4,81	7,66
1,80	48	0,626	118,15	188,65	5,91	9,43
1,90	54	0,625	125,99	201,66	6,30	10,08
2,00	55	0,623	128,00	205,39	6,40	10,27
2,10	56	0,622	130,00	209,13	6,50	10,46
2,20	95	0,620	220,00	354,77	11,00	17,74
2,30	110	0,619	254,12	410,79	12,71	20,54
2,40	120	0,617	276,56	448,13	13,83	22,41
2,50	95	0,616	218,43	354,77	10,92	17,74
2,60	108	0,614	247,74	403,32	12,39	20,17
2,70	120	0,613	274,63	448,13	13,73	22,41
2,80	90	0,611	205,50	336,10	10,27	16,80
2,90	107	0,610	232,20	380,63	11,61	19,03
3,00	82	0,609	177,55	291,70	8,88	14,58
3,10	74	0,607	159,87	263,24	7,99	13,16
3,20	63	0,606	135,81	224,11	6,79	11,21
3,30	85	0,605	182,84	302,37	9,14	15,12
3,40	108	0,603	231,82	384,19	11,59	19,21
3,50	120	0,602	257,04	426,88	12,85	21,34
3,60	120	0,601	256,50	426,88	12,82	21,34
3,70	95	0,600	202,64	337,94	10,13	16,90
3,80	110	0,598	234,16	391,30	11,71	19,57
3,90	120	0,597	243,39	407,55	12,17	20,38
4,00	120	0,596	242,91	407,55	12,15	20,38

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.3**

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m )	Gamma Saturo (t/m )	Fi (°)	Cu (Kg/cm )	Modulo Edometrico (Kg/cm )	Modulo Elastico (Kg/cm )	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm )
1	0,4	0,78	Coesivo	1,33	1,83	--	0,13	3,58	7,80	--	--
2	1,3	5,65	Coesivo	1,41	1,88	--	0,88	25,92	56,50	--	--
3	1,7	27,01	Incoerente	2,10	2,50	35,56	--	82,94	210,05	0,3	1440,61
4	2,1	41,69	Incoerente	2,21	2,50	39,67	--	113,10	283,45	0,27	2166,42
5	4,0	80,03	Incoerente	2,50	2,50	50,41	--	191,85	475,15	0,19	3999,18

**PROVA ... Nr.4**

Strumento utilizzato...  
 Prova eseguita in data  
 Profondità prova  
 Falda non rilevata

DL-30 (60°)  
 18/10/2010  
 3,80 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm )	Res. dinamica (Kg/cm )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm )
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0,855	3,54	4,15	0,18	0,21
0,30	1	0,853	3,54	4,15	0,18	0,21
0,40	2	0,851	7,06	8,29	0,35	0,41
0,50	8	0,849	28,17	33,18	1,41	1,66
0,60	8	0,847	28,10	33,18	1,41	1,66
0,70	8	0,845	28,04	33,18	1,40	1,66
0,80	10	0,843	34,98	41,47	1,75	2,07
0,90	14	0,792	43,55	55,02	2,18	2,75
1,00	12	0,840	39,60	47,16	1,98	2,36
1,10	19	0,788	58,84	74,67	2,94	3,73
1,20	21	0,736	60,77	82,53	3,04	4,13
1,30	28	0,735	80,83	110,04	4,04	5,50
1,40	47	0,633	116,90	184,72	5,85	9,24
1,50	76	0,631	188,53	298,69	9,43	14,93
1,60	67	0,630	165,77	263,32	8,29	13,17
1,70	80	0,628	197,43	314,41	9,87	15,72
1,80	69	0,626	169,85	271,18	8,49	13,56
1,90	72	0,625	167,98	268,88	8,40	13,44
2,00	58	0,623	134,98	216,60	6,75	10,83
2,10	64	0,622	148,58	239,00	7,43	11,95
2,20	83	0,620	192,21	309,96	9,61	15,50
2,30	95	0,619	219,47	354,77	10,97	17,74
2,40	108	0,617	248,91	403,32	12,45	20,17
2,50	120	0,616	275,91	448,13	13,80	22,41
2,60	96	0,614	220,21	358,51	11,01	17,93
2,70	70	0,613	160,20	261,41	8,01	13,07
2,80	65	0,611	148,42	242,74	7,42	12,14
2,90	88	0,610	190,97	313,04	9,55	15,65
3,00	100	0,609	216,52	355,73	10,83	17,79
3,10	93	0,607	200,92	330,83	10,05	16,54
3,20	107	0,606	230,66	380,63	11,53	19,03
3,30	120	0,605	258,13	426,88	12,91	21,34
3,40	105	0,603	225,38	373,52	11,27	18,68
3,50	120	0,602	257,04	426,88	12,85	21,34
3,60	92	0,601	196,65	327,27	9,83	16,36
3,70	120	0,600	255,97	426,88	12,80	21,34
3,80	120	0,598	255,45	426,88	12,77	21,34

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.4**

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m )	Gamma Saturo (t/m )	Fi (°)	Cu (Kg/cm )	Modulo Edometrico (Kg/cm )	Modulo Elastico (Kg/cm )	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm )
1	0,4	0,78	Coesivo	1,33	1,83	--	0,13	3,58	7,80	--	--
2	1,0	7,83	Coesivo	1,41	1,88	--	1,22	35,92	78,30	--	--
3	1,4	22,51	Incoerente	2,04	2,45	34,3	--	73,70	187,55	0,31	1213,80
4	2,1	54,36	Incoerente	2,26	2,50	43,22	--	139,12	346,80	0,24	2780,20
5	3,8	78,39	Incoerente	2,50	2,50	49,95	--	188,48	466,95	0,19	3922,10

**PROVA ... Nr.5**

Strumento utilizzato...  
 Prova eseguita in data  
 Profondità prova  
 Falda non rilevata

DL-30 (60°)  
 19/10/2010  
 4,00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm )	Res. dinamica (Kg/cm )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm )
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0,855	3,54	4,15	0,18	0,21
0,30	1	0,853	3,54	4,15	0,18	0,21
0,40	4	0,851	14,11	16,59	0,71	0,83
0,50	10	0,849	35,21	41,47	1,76	2,07
0,60	9	0,847	31,62	37,33	1,58	1,87
0,70	8	0,845	28,04	33,18	1,40	1,66
0,80	15	0,793	49,35	62,21	2,47	3,11
0,90	22	0,742	64,12	86,46	3,21	4,32
1,00	28	0,740	81,41	110,04	4,07	5,50
1,10	31	0,688	83,82	121,83	4,19	6,09
1,20	34	0,686	91,70	133,62	4,59	6,68
1,30	100	0,635	249,39	393,01	12,47	19,65
1,40	59	0,633	146,75	231,88	7,34	11,59
1,50	95	0,631	235,67	373,36	11,78	18,67
1,60	65	0,630	160,82	255,46	8,04	12,77
1,70	90	0,628	222,11	353,71	11,11	17,69
1,80	87	0,626	214,15	341,92	10,71	17,10
1,90	79	0,625	184,31	295,02	9,22	14,75
2,00	108	0,623	251,34	403,32	12,57	20,17
2,10	97	0,622	225,18	362,24	11,26	18,11
2,20	120	0,620	277,90	448,13	13,89	22,41
2,30	102	0,619	235,64	380,91	11,78	19,05
2,40	110	0,617	253,52	410,79	12,68	20,54
2,50	120	0,616	275,91	448,13	13,80	22,41
2,60	94	0,614	215,62	351,04	10,78	17,55
2,70	70	0,613	160,20	261,41	8,01	13,07
2,80	85	0,611	194,08	317,43	9,70	15,87
2,90	108	0,610	234,37	384,19	11,72	19,21
3,00	120	0,609	259,83	426,88	12,99	21,34
3,10	92	0,607	198,76	327,27	9,94	16,36
3,20	107	0,606	230,66	380,63	11,53	19,03
3,30	120	0,605	258,13	426,88	12,91	21,34
3,40	88	0,603	188,89	313,04	9,44	15,65
3,50	100	0,602	214,20	355,73	10,71	17,79
3,60	93	0,601	198,79	330,83	9,94	16,54
3,70	108	0,600	230,37	384,19	11,52	19,21
3,80	110	0,598	234,16	391,30	11,71	19,57
3,90	120	0,597	243,39	407,55	12,17	20,38
4,00	120	0,596	242,91	407,55	12,15	20,38

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.5**

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m )	Gamma Saturo (t/m )	Fi (°)	Cu (Kg/cm )	Modulo Edometrico (Kg/cm )	Modulo Elastico (Kg/cm )	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm )
1	0,4	1,17	Coesivo	1,33	1,83	--	0,19	5,37	11,70	--	--
2	0,8	8,22	Coesivo	1,41	1,88	--	1,31	37,71	82,20	--	--
3	1,2	22,51	Incoerente	2,04	2,45	34,3	--	73,70	187,55	0,31	1213,80
4	1,8	64,73	Incoerente	2,33	2,50	46,12	--	160,42	398,65	0,22	3276,07
5	4,0	80,83	Incoerente	2,50	2,50	50,63	--	193,49	479,15	0,19	4036,75

**PROVA ... Nr.6**

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

19/10/2010

Profondità prova

4,00 mt

Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm )	Res. dinamica (Kg/cm )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm )
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0,855	3,54	4,15	0,18	0,21
0,30	1	0,853	3,54	4,15	0,18	0,21
0,40	2	0,851	7,06	8,29	0,35	0,41
0,50	6	0,849	21,12	24,88	1,06	1,24
0,60	7	0,847	24,59	29,03	1,23	1,45
0,70	5	0,845	17,53	20,74	0,88	1,04
0,80	6	0,843	20,99	24,88	1,05	1,24
0,90	6	0,842	19,84	23,58	0,99	1,18
1,00	6	0,840	19,80	23,58	0,99	1,18
1,10	8	0,838	26,35	31,44	1,32	1,57
1,20	7	0,836	23,01	27,51	1,15	1,38
1,30	5	0,835	16,40	19,65	0,82	0,98
1,40	3	0,833	9,82	11,79	0,49	0,59
1,50	2	0,831	6,53	7,86	0,33	0,39
1,60	3	0,830	9,78	11,79	0,49	0,59
1,70	3	0,828	9,76	11,79	0,49	0,59
1,80	3	0,826	9,74	11,79	0,49	0,59
1,90	2	0,825	6,16	7,47	0,31	0,37
2,00	9	0,823	27,67	33,61	1,38	1,68
2,10	16	0,772	46,11	59,75	2,31	2,99
2,20	29	0,720	77,99	108,30	3,90	5,41
2,30	60	0,619	138,61	224,07	6,93	11,20
2,40	57	0,617	131,37	212,86	6,57	10,64
2,50	70	0,616	160,95	261,41	8,05	13,07
2,60	80	0,614	183,51	298,76	9,18	14,94
2,70	68	0,613	155,62	253,94	7,78	12,70
2,80	76	0,611	173,53	283,82	8,68	14,19
2,90	95	0,610	206,16	337,94	10,31	16,90
3,00	107	0,609	231,68	380,63	11,58	19,03
3,10	100	0,607	216,05	355,73	10,80	17,79
3,20	120	0,606	258,69	426,88	12,93	21,34
3,30	92	0,605	197,90	327,27	9,89	16,36
3,40	85	0,603	182,45	302,37	9,12	15,12
3,50	108	0,602	231,33	384,19	11,57	19,21
3,60	120	0,601	256,50	426,88	12,82	21,34
3,70	95	0,600	202,64	337,94	10,13	16,90
3,80	110	0,598	234,16	391,30	11,71	19,57
3,90	120	0,597	243,39	407,55	12,17	20,38
4,00	120	0,596	242,91	407,55	12,15	20,38

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.6**

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m )	Gamma Saturo (t/m )	Fi (°)	Cu (Kg/cm )	Modulo Edometrico (Kg/cm )	Modulo Elastico (Kg/cm )	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm )
1	0,4	0,78	Coesivo	1,33	1,83	--	0,13	3,58	7,80	--	--
2	1,2	5,00	Coesivo	1,41	1,88	--	0,77	22,94	50,00	--	--
3	1,9	2,35	Coesivo Incoerente	1,33	1,83	28,66	0,35	10,78	23,50	0,35	145,12
4	2,4	26,78	Incoerente	2,10	2,50	35,5	--	82,47	208,90	0,3	1429,08
5	4,0	76,64	Incoerente	2,50	2,50	49,46	--	184,89	458,20	0,2	3839,74



**PROVA ... Nr.7**

Strumento utilizzato...  
 Prova eseguita in data  
 Profondità prova  
 Falda non rilevata

DL-30 (60°)  
 19/10/2010  
 4,00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm )	Res. dinamica (Kg/cm )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm )
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0,855	3,54	4,15	0,18	0,21
0,30	2	0,853	7,07	8,29	0,35	0,41
0,40	3	0,851	10,59	12,44	0,53	0,62
0,50	8	0,849	28,17	33,18	1,41	1,66
0,60	12	0,847	42,16	49,77	2,11	2,49
0,70	10	0,845	35,05	41,47	1,75	2,07
0,80	6	0,843	20,99	24,88	1,05	1,24
0,90	8	0,842	26,46	31,44	1,32	1,57
1,00	7	0,840	23,10	27,51	1,16	1,38
1,10	16	0,788	49,55	62,88	2,48	3,14
1,20	30	0,736	86,81	117,90	4,34	5,90
1,30	26	0,735	75,06	102,18	3,75	5,11
1,40	26	0,733	74,89	102,18	3,74	5,11
1,50	31	0,681	82,99	121,83	4,15	6,09
1,60	58	0,630	143,51	227,95	7,18	11,40
1,70	65	0,628	160,41	255,46	8,02	12,77
1,80	74	0,626	182,15	290,83	9,11	14,54
1,90	89	0,625	207,64	332,37	10,38	16,62
2,00	58	0,623	134,98	216,60	6,75	10,83
2,10	72	0,622	167,15	268,88	8,36	13,44
2,20	86	0,620	199,16	321,16	9,96	16,06
2,30	95	0,619	219,47	354,77	10,97	17,74
2,40	108	0,617	248,91	403,32	12,45	20,17
2,50	120	0,616	275,91	448,13	13,80	22,41
2,60	93	0,614	213,33	347,30	10,67	17,37
2,70	80	0,613	183,08	298,76	9,15	14,94
2,80	107	0,611	244,31	399,59	12,22	19,98
2,90	110	0,610	238,71	391,30	11,94	19,57
3,00	97	0,609	210,03	345,06	10,50	17,25
3,10	120	0,607	259,26	426,88	12,96	21,34
3,20	88	0,606	189,71	313,04	9,49	15,65
3,30	92	0,605	197,90	327,27	9,89	16,36
3,40	107	0,603	229,67	380,63	11,48	19,03
3,50	120	0,602	257,04	426,88	12,85	21,34
3,60	95	0,601	203,06	337,94	10,15	16,90
3,70	120	0,600	255,97	426,88	12,80	21,34
3,80	100	0,598	212,87	355,73	10,64	17,79
3,90	120	0,597	243,39	407,55	12,17	20,38
4,00	120	0,596	242,91	407,55	12,15	20,38

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.7**

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m )	Gamma Saturo (t/m )	Fi (°)	Cu (Kg/cm )	Modulo Edometrico (Kg/cm )	Modulo Elastico (Kg/cm )	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm )
1	0,4	1,17	Coesivo	1,33	1,83	--	0,19	5,37	11,70	--	--
2	1,0	6,66	Coesivo	1,41	1,88	--	1,04	30,56	66,60	--	--
3	1,5	20,20	Incoerente	2,00	2,40	33,66	--	68,96	176,00	0,31	1096,34
4	2,2	56,15	Incoerente	2,26	2,50	43,72	--	142,80	355,75	0,24	2866,17
5	4,0	82,30	Incoerente	2,50	2,50	51,04	--	196,51	486,50	0,19	4105,72

**PROVA ... Nr.8**

Strumento utilizzato...  
 Prova eseguita in data  
 Profondità prova  
 Falda non rilevata

DL-30 (60°)  
 19/10/2010  
 3,80 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm )	Res. dinamica (Kg/cm )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm )
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	2	0,855	7,09	8,29	0,35	0,41
0,30	3	0,853	10,61	12,44	0,53	0,62
0,40	4	0,851	14,11	16,59	0,71	0,83
0,50	8	0,849	28,17	33,18	1,41	1,66
0,60	10	0,847	35,13	41,47	1,76	2,07
0,70	9	0,845	31,55	37,33	1,58	1,87
0,80	10	0,843	34,98	41,47	1,75	2,07
0,90	8	0,842	26,46	31,44	1,32	1,57
1,00	7	0,840	23,10	27,51	1,16	1,38
1,10	13	0,788	40,26	51,09	2,01	2,55
1,20	15	0,786	46,35	58,95	2,32	2,95
1,30	13	0,785	40,08	51,09	2,00	2,55
1,40	27	0,733	77,77	106,11	3,89	5,31
1,50	50	0,631	124,03	196,51	6,20	9,83
1,60	60	0,630	148,45	235,81	7,42	11,79
1,70	54	0,628	133,26	212,23	6,66	10,61
1,80	42	0,626	103,38	165,07	5,17	8,25
1,90	40	0,625	93,32	149,38	4,67	7,47
2,00	50	0,623	116,36	186,72	5,82	9,34
2,10	68	0,622	157,86	253,94	7,89	12,70
2,20	75	0,620	173,69	280,08	8,68	14,00
2,30	82	0,619	189,44	306,22	9,47	15,31
2,40	100	0,617	230,47	373,44	11,52	18,67
2,50	97	0,616	223,03	362,24	11,15	18,11
2,60	82	0,614	188,10	306,22	9,40	15,31
2,70	108	0,613	247,16	403,32	12,36	20,17
2,80	96	0,611	219,20	358,51	10,96	17,93
2,90	100	0,610	217,01	355,73	10,85	17,79
3,00	120	0,609	259,83	426,88	12,99	21,34
3,10	95	0,607	205,24	337,94	10,26	16,90
3,20	107	0,606	230,66	380,63	11,53	19,03
3,30	120	0,605	258,13	426,88	12,91	21,34
3,40	110	0,603	236,11	391,30	11,81	19,57
3,50	92	0,602	197,06	327,27	9,85	16,36
3,60	100	0,601	213,75	355,73	10,69	17,79
3,70	120	0,600	255,97	426,88	12,80	21,34
3,80	120	0,598	255,45	426,88	12,77	21,34

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.8**

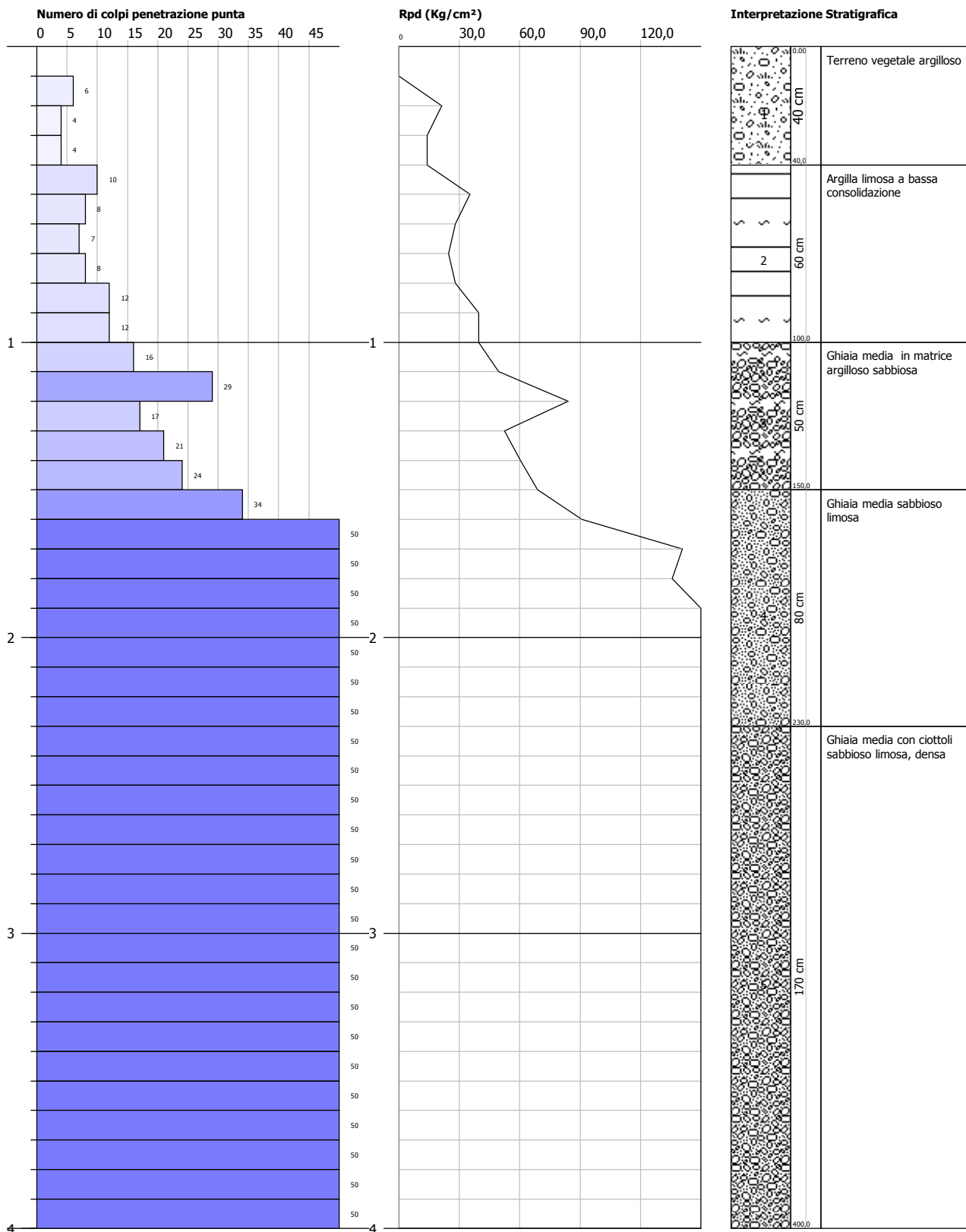
Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m )	Gamma Saturo (t/m )	Fi (°)	Cu (Kg/cm )	Modulo Edometrico (Kg/cm )	Modulo Elastico (Kg/cm )	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm )
1	0,4	1,76	Coesivo	1,33	1,83	--	0,28	8,08	17,60	--	--
2	1,0	6,79	Coesivo	1,41	1,88	--	1,06	31,15	67,90	--	--
3	1,4	13,31	Incoerente	1,83	1,94	31,73	--	54,80	141,55	0,33	740,70
4	2,1	40,72	Incoerente	2,20	2,50	39,4	--	111,10	278,60	0,27	2119,01
5	3,8	79,40	Incoerente	2,50	2,50	50,23	--	190,55	472,00	0,19	3969,58

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1**  
**Strumento utilizzato... DL-30 (60°)**

**Committente:** DOBRU s.r.l.  
**Cantiere:** P.d.L. "Dobru"  
**Località:** Via Valsugana - Cassola

**Data:** 18/10/2010

Scala 1:20





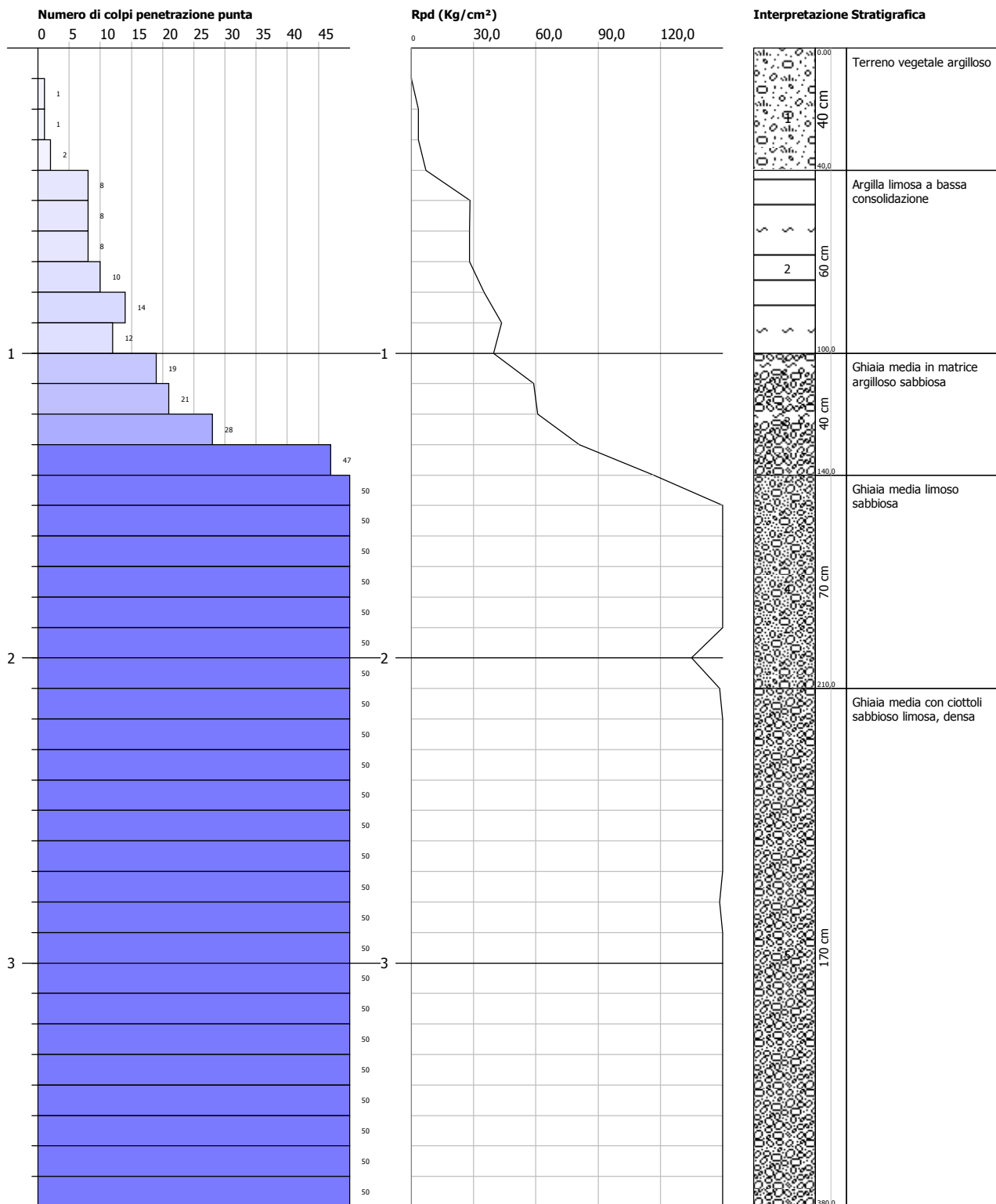


**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.4**  
**Strumento utilizzato... DL-30 (60°)**

**Committente:** DOBRU s.r.l.  
**Cantiere:** P.d.L. "Dobru"  
**Località:** Via Valsugana - Cassola

**Data:** 18/10/2010

Scala 1:20

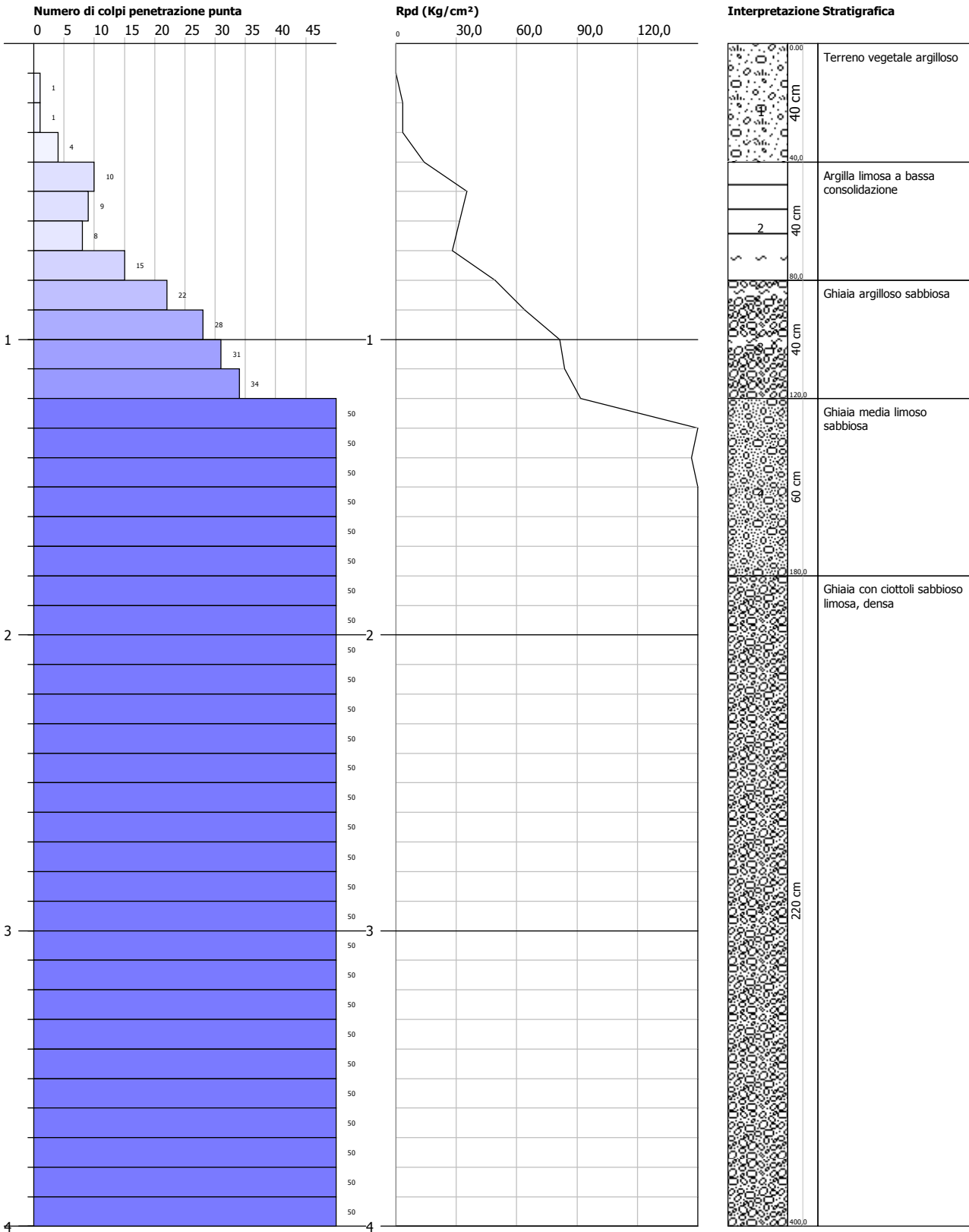


**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.5**  
**Strumento utilizzato... DL-30 (60°)**

**Committente:** DOBRU s.r.l.  
**Cantiere:** P.d.L. "Dobru"  
**Località:** Via Valsugana - Cassola

**Data:** 19/10/2010

Scala 1:20

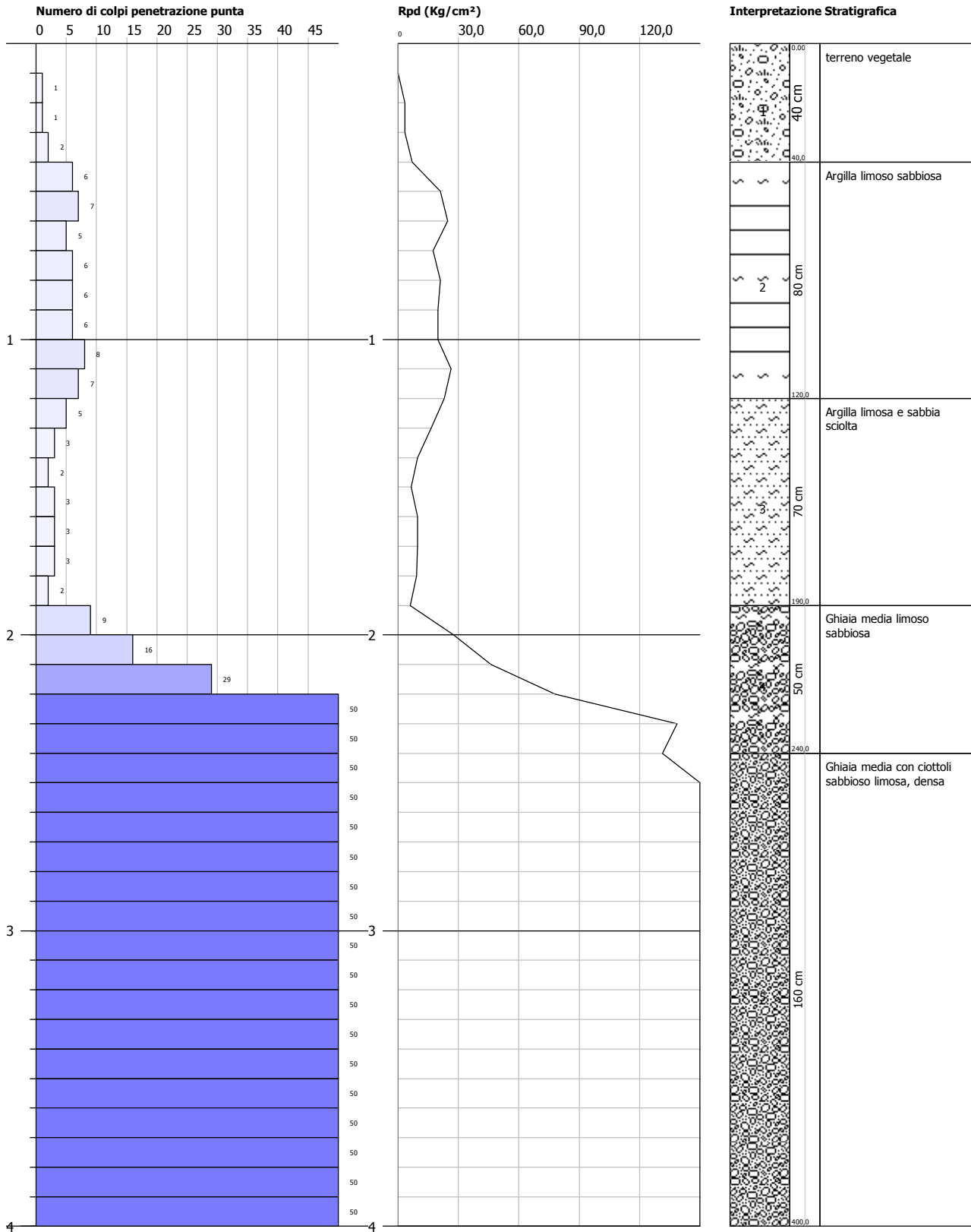


**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.6**  
**Strumento utilizzato... DL-30 (60°)**

**Committente:** DOBRU s.r.l.  
**Cantiere:** P.d.L. "Dobru"  
**Località:** Via Valsugana - Cassola

**Data:** 19/10/2010

Scala 1:20



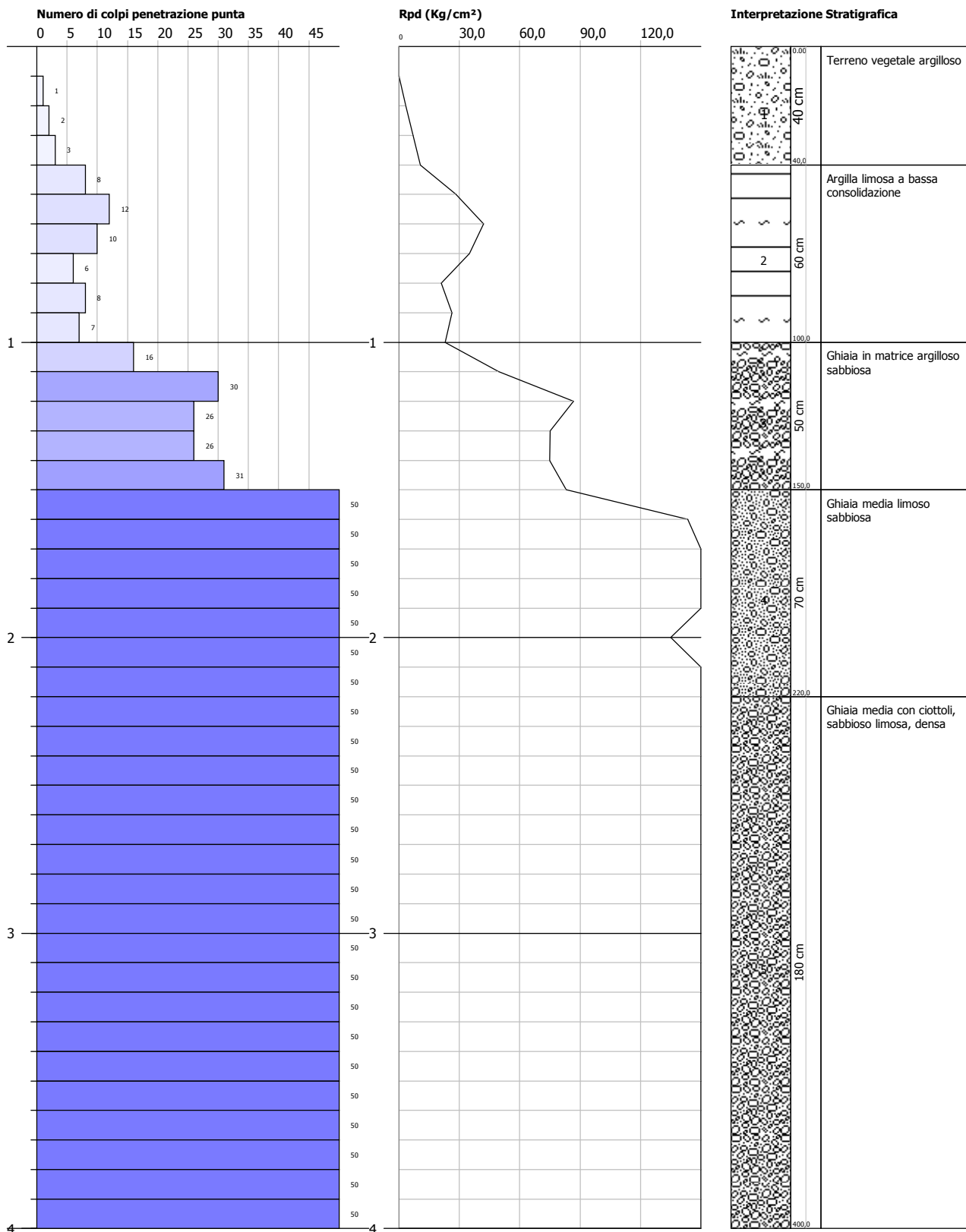


**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.7**  
**Strumento utilizzato... DL-30 (60°)**

**Committente:** DOBRU s.r.l.  
**Cantiere:** P.d.L. "Dobru"  
**Località:** Via Valsugana - Cassola

**Data:** 19/10/2010

Scala 1:20



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.8**  
**Strumento utilizzato... DL-30 (60°)**

**Committente:** DOBRU s.r.l.  
**Cantiere:** P.d.L. "Dobru"  
**Località:** Via Valsugana - Cassola

**Data:** 19/10/2010

Scala 1:20

