

COMUNE DI CASSOLA

PROVINCIA DI VICENZA

PROGETTO DEL PIANO DI LOTTIZZAZIONE “SAN FRANCESCO”

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

**I Committenti : Perin Fernanda, Perin Imelda Gabriella, Perin Maria, Perin
Francesca, Perin Costantino, Perin M.Loredana**

Il Geologo : Dott.Gabriele Soppelsa



Bassano d.Gr. 18.11.2010

COMUNE DI CASSOLA

PROVINCIA DI VICENZA

PROGETTO DEL PIANO DI LOTTIZZAZIONE “SAN FRANCESCO”

VERIFICA DI COMPATIBILITA' GEOLOGICA
GEOMORFOLOGICA – IDROGEOLOGICA E SISMICA

I Committenti : Perin Fernanda, Perin Imelda Gabriella, Perin Maria, Perin Francesca, Perin Costantino, Perin M.Loredana.

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 del Piano di Lottizzazione “San Francesco” con destinazione commerciale e direzionale in via San Francesco a Cassola per conto dei Sigg. Perin Fernanda, Perin Imelda, Perin Maria, Perin Francesca, Perin Costantino e Perin M.Loredana.

A tal riguardo, si sono effettuate alcune indagini geognostiche sul terreno che 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 settentrionale del Comune di Cassola, nell'area con destinazione commerciale situata 150mt a ovest della Nuova S.S.47, come risulta dall'estratto di Carta Tecnica Regionale alla scala 1:5.000 di Tav.1.

L'area in esame è inserita al catasto del Comune di Cassola come dall'estratto catastale e di PRG alla scala 1:2000 di Tav.2.

Dal punto di vista morfologico il territorio è situato ad una quota media di 123.5mslm, 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 0.3% a 0.5%.

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.6, 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.7.

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 500mt a est dell'area in esame (Tav.5), il sottosuolo presenta Ghiaie medio grosse con ciottoli e trovanti in matrice sabbiosa poco limosa con locali livelli di conglomerato da -52mt dal p.c. Successivamente è presente conglomerato compatto fino a -75mt seguito da Ghiaia sabbiosa fino a -79mt. Dai rilievi geofisici condotti nella zona, il substrato roccioso terziario è situato presumibilmente alla profondità media di -120mt dal p.c.

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 3.8mt dal p.c. Si è fatto riferimento inoltre ai sondaggi eseguiti in precedenza per altri fabbricati situati a est e alle sezioni stratigrafiche dei pozzi e degli scavi per gli interrati dei fabbricati.

L'ubicazione delle prove è riportata nella planimetria alla scala 1:1000 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/cm²
- 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 :

Profondità delle ghiaie sabbiose dal p.c. attuale							
<i>P₁</i>	<i>P₂</i>	<i>P₃</i>	<i>P₄</i>	<i>P₅</i>	<i>P₆</i>	<i>P₇</i>	<i>P₈</i>
<i>-1.5mt</i>	<i>-1.2mt</i>	<i>-1.1mt</i>	<i>-1.3mt</i>	<i>-1.4mt</i>	<i>-1.5mt</i>	<i>-1.3mt</i>	<i>-1.2mt</i>

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 e di riporto verso est

- da -0.4mt a -1.3mt :

Argilla limosa e Limo sabbioso a bassa consolidazione

- resistenza dinamica $R_d = 6 - 20 \text{ Kg/cmq}$
- coesione non drenata $C_u = 0.2 - 0.6 \text{ Kg/cmq}$
- peso di volume naturale $\gamma = 1.6 \text{ Ton/mc}$

- da -1.3mt a -2.2mt :

Ghiaia media in matrice limoso sabbiosa

- resistenza dinamica $R_d = 55 - 90 \text{ Kg/cmq}$
- angolo di attrito $\emptyset = 32^\circ - 38^\circ$
- 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 $R_d = 120 - 250 \text{ Kg/cmq}$
- angolo di attrito $\emptyset = 37^\circ - 43^\circ$
- 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 40 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 7-8mt 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 dei fabbricati 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 alloggiavano l'acquifero e dalla morfologia del substrato roccioso.

Nella Tav.8 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.

Dall'esame della carta idrogeologica dell'Alta pianura Veneta, 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 gradiente idraulico medio variabile dal 2% al 3%.con un asse di drenaggio marcato in direzione di Rossano Veneto.

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. = 65.0 ms.l.m.**
- **Escursione media annua di 8mt**

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, 4000mt 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. "San Francesco" 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, 800mt a ovest 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

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

$$\text{Capacità Dispensiva} \quad Cd = 0.50 \text{ lt/secxm}^2$$

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 di eventuali piani interrati, 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 stabilisce comunque una portata utile ridotta del 30% rispetto a quella teorica da cui :

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

11 PRESCRIZIONI GEOLOGICHE PER L'EDIFICABILITA'

Il piano di lottizzazione prevede la costruzione di fabbricati ad uso commerciale con un piano fuori terra e parcheggi sulla copertura.

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 dovrà essere spinto al contatto con il substrato naturale di Ghiaie medie in matrice limoso sabbiosa presente dalla profondità variabile da -1.1mt a -1.5mt dal p.c.**

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 50cm di terreno vegetale.**

Qualora si preveda un rialzo di almeno 50cm rispetto al p.c. attuale i materiali argilloso limosi 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 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 70cm, 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^2 .

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 fuori terra e fondazioni a plinti con piano di posa alla profondità media di -1.5mt da p.c. al contatto con le Ghiaie in matrice limoso sabbiosa.**

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).

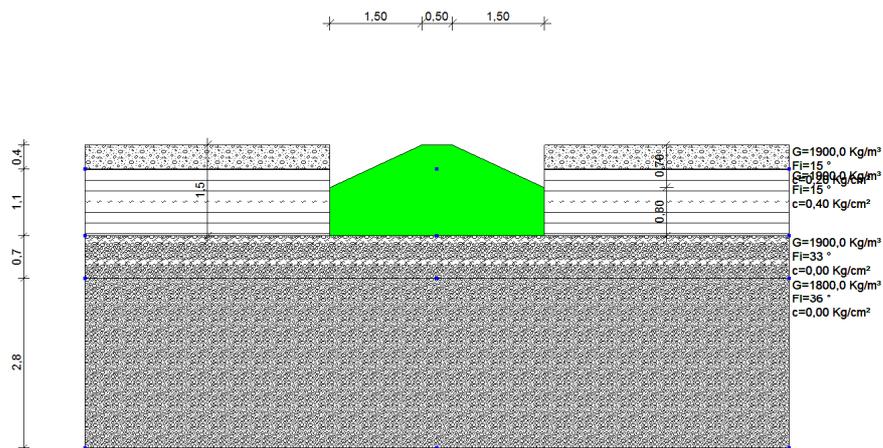
Le verifiche sono effettuate con "approcci diversi" legate all'amplificazione dei carichi (A) alla riduzione dei parametri geotecnici (M) e alla riduzione

DOTT. GABRIELE SOPPELSA
GEOLOGO

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

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 $\phi_k = 34^\circ$

Con riferimento alla situazione della **fondazione a plinto di progetto largo 3.5mt con piano di posa a -1.5mt dal p.c. al contatto con le Ghiaie limose sabbiose** 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 a plinto il carico limite minimo è risultato nella verifica di Hansen sarà pari a : **Q_{lim} = 15.82 Kg/cm²**

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

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 15.82 / 1.0 = \mathbf{15.82 \text{ Kg/cmq}}$$

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 $Q = 2.4 \text{ Kg/cmq}$ è verificata la relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 6.59.

➤ 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 $\gamma_{\phi} = 1.25$ da cui l'angolo attrito di progetto partendo da $\phi_k = \phi_M = 33^\circ$ sarà : $\phi_d = \tan^{-1} (\tan \phi_k / 1.25) = 27.5^\circ$.

In tali condizioni per la fondazione a plinto il carico limite minimo è risultato nella verifica di Hansen pari a : **$Q_{lim} = 7.42 \text{ Kg/cmq}$**

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 :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 7.42 / 1.8 = \mathbf{4.12 \text{ Kg/cmq}}$$

Con una pressione di progetto $Q = 2.4 \text{ Kg/cmq}$ è verificata la relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 3.09.

➤ 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 a plinto il carico limite minimo è risultato nella verifica di Hansen sarà pari a : **Q_{lim} = 15.82 Kg/cmq**

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

$$\mathbf{Rd = Q_{lim} / \gamma_R = 15.82 / 2.3 = 6.87 \text{ Kg/cmq}}$$

Con una pressione di progetto $Q = 2.4 \text{ Kg/cmq}$ è verificata la relazione E_d (azione) \leq R_d (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 6.59.

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 (E_d) sia minore o uguale al valore limite dell'effetto delle azioni (C_d).

Con riferimento ad una pressione normale di progetto pari a $Q = 2.4 \text{ Kg/cmq}$ sulla fondazione a plinto larga 3.5mt con piano di posa a -1.5mt dal p.c. i cedimenti elastici sono risultati pari a : **$\Delta H_{\text{tot}} = 15.5\text{mm}$** e secondo Burland e Burbidge pari a **$\Delta H = 6.5\text{mm}$**

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 a plinto $Q = 2.4 \text{ Kg/cmq}$ 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 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.

A	<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	<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 $N_{SPT} > 50$ o $Cu > 250$ kPa)</i>
C	<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 $15 < N_{SPT} < 50$, o $70 < Cu < 250$ kPa)</i>
D	<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 < 180 m/s (ovvero $N_{SPT} < 15$, o $Cu < 70$ kPa)</i>

E	<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 $V_{s30} > 800$ m/s.</i>
----------	--

Il sottosuolo dell'area in esame presenta al di sotto della copertura argillosa a spessore massimo di 1.5mt 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.

13.1 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**

DOTT.GABRIELE SOPPELSA
GEOLOGO

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

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: 45,7664803723422
longitudine: 11,7656023099167
Classe: 2
Vita nominale:50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 11186	Lat: 45,7717Lon: 11,7007	Distanza: 5068,480
Sito 2 ID: 11187	Lat: 45,7727Lon: 11,7722	Distanza: 860,335
Sito 3 ID: 11409	Lat: 45,7227Lon: 11,7736	Distanza: 4906,648
Sito 4 ID: 11408	Lat: 45,7217Lon: 11,7021	Distanza: 7005,392

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: 0,050 g
Fo: 2,476
Tc*: 0,236 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,066 g
Fo: 2,454
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

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,186 g
Fo: 2,383
Tc*: 0,304 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0,245 g
Fo: 2,389
Tc*: 0,316 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1,200
Cc: 1,470
St: 1,000
Kh: 0,012
Kv: 0,006
Amax: 0,585
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,200
Cc: 1,450
St: 1,000
Kh: 0,016
Kv: 0,008
Amax: 0,778
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,200
Cc: 1,400
St: 1,000
Kh: 0,054
Kv: 0,027
Amax: 2,193
Beta: 0,240

SLC:

Ss: 1,170
Cc: 1,390
St: 1,000
Kh: 0,080
Kv: 0,040
Amax: 2,814
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** = $S_s \times S_t \times a_g = 1.2 \times 1.0 \times 0.186g = \mathbf{0.223g}$

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

A max = $a_g \times 9.81 = \mathbf{2.19 \text{ m/sec}^2}$.

Il coefficiente sismico orizzontale sarà **Kh** = $\beta_s \times A_{max}/g = \mathbf{0.054}$

14 CONCLUSIONI

Dalle verifiche di compatibilità geologica ai sensi dell'art.19 della L.R. n.11/2004 sull'area interessata dal Piano di Lottizzazione "San Francesco" con destinazione commerciale e direzionale in via San Francesco a Cassola per conto dei Sigg. Perin Fernanda, Perin Imelda, Perin Maria, Perin Francesca, Perin Costantino e Perin M.Loredana si può concludere :

14.1 Il territorio è situato ad una quota media di 123.5mslm, 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 0.3% a 0.5%.

14.2 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".

14.3 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 500mt a est 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 -52mt

dal p.c. Successivamente è presente conglomerato compatto fino a -75mt seguito da Ghiaia sabbiosa fino a -79mt.

14.4 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 del fabbricato in progetto.**

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

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

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

14.8 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 :

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

14.9 Il piano di lottizzazione prevede la costruzione di fabbricati ad uso commerciale con un piano fuori terra e parcheggi sulla copertura.

Il piano di posa delle fondazioni dovrà essere spinto al contatto con il substrato naturale di Ghiaie medie in matrice limoso sabbiosa presente dalla profondità variabile da -1.1mt a -1.5mt dal p.c.

14.10 Il sottosuolo è idoneo alla posa dei rilevati della pavimentazione e parcheggi, dopo aver asportato il terreno vegetale argilloso compressibile e organico superficiale per uno spessore medio di 50cm. Qualora si preveda un rialzo di almeno 50cm rispetto al p.c. attuale i materiali argilloso limosi sottostanti sono idonei alla posa del rilevato stradale dopo il costipamento con rullo vibrante e la stesura del tessuto non tessuto e quindi la posa di materiali ghiaioso limosi di sottofondo costipati per strati per uno spessore minimo di 70cm fino alla quota della pavimentazione.

14.11 Con riferimento alla stratigrafia si possono definire alcune ipotesi fondazionali di progetto nelle condizioni di **fabbricato fuori terra e fondazioni a plinti con piano di posa alla profondità media di -1.5mt da p.c. al contatto con le Ghiaie in matrice limoso sabbiosa.**

14.12 Le verifiche agli stati limite con riferimento al **plinto di progetto largo 3.5mt con piano di posa a -1.5mt da p.c.** hanno fornito i seguenti risultati :

- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+ M1 + R1) (Strutturale) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 15.82/1.0 = \mathbf{15.82 \text{ Kg/cmq}}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 7.42/1.8 = \mathbf{4.12 \text{ Kg/cmq}}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 2 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R3) (Geotecnico) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 15.82/2.3 = \mathbf{6.87 \text{ Kg/cmq}}$

Le Verifiche agli Stati limite di esercizio relative alle deformazioni (Cedimenti) con una pressione normale di progetto pari a $Q = 2.4 \text{ Kg/cmq}$ sul plinto di fondazione largo 3.5mt con piano di posa a -1.5mt dal p.c. hanno indicato un cedimento massimo pari a : **$\Delta H_{tot} = 15.5\text{mm}$.**

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

14.13 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 1.5mt da Ghiaie medio fini limose passanti a sabbiose con livelli di conglomerato estese per una profondità superiore a 100mt.

14.14 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 $V_{s,30} = 360 - 800$ 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** = $S_s \times S_t \times a_g = 1.2 \times 1.0 \times 0.186g = \mathbf{0.223g}$
Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale
A max = $a_g \times 9.81 = \mathbf{2.19 \text{ m/sec}^2}$.

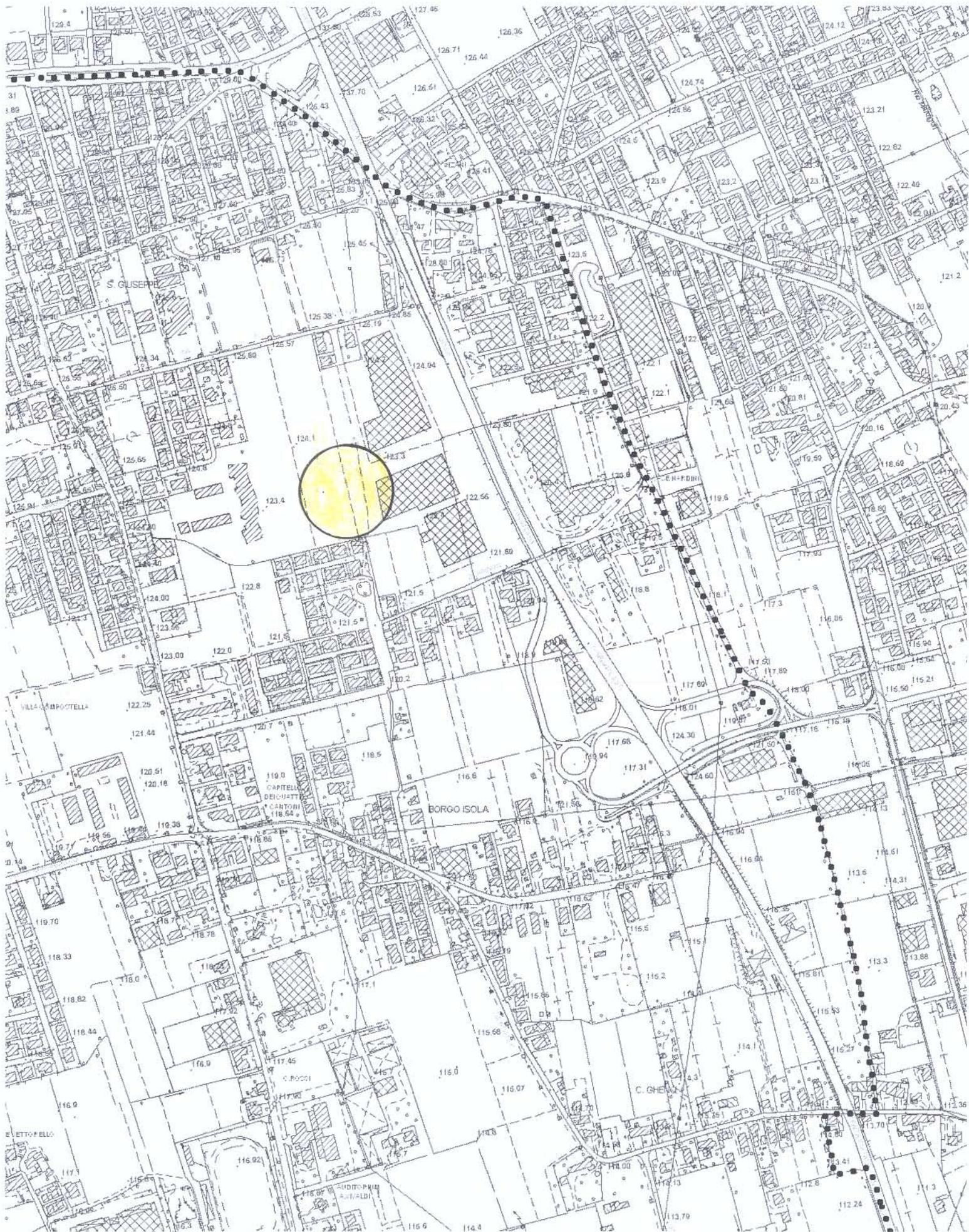
Il coefficiente sismico orizzontale sarà **Kh** = $\beta_s \times A_{max}/g = \mathbf{0.054}$

Il Geologo

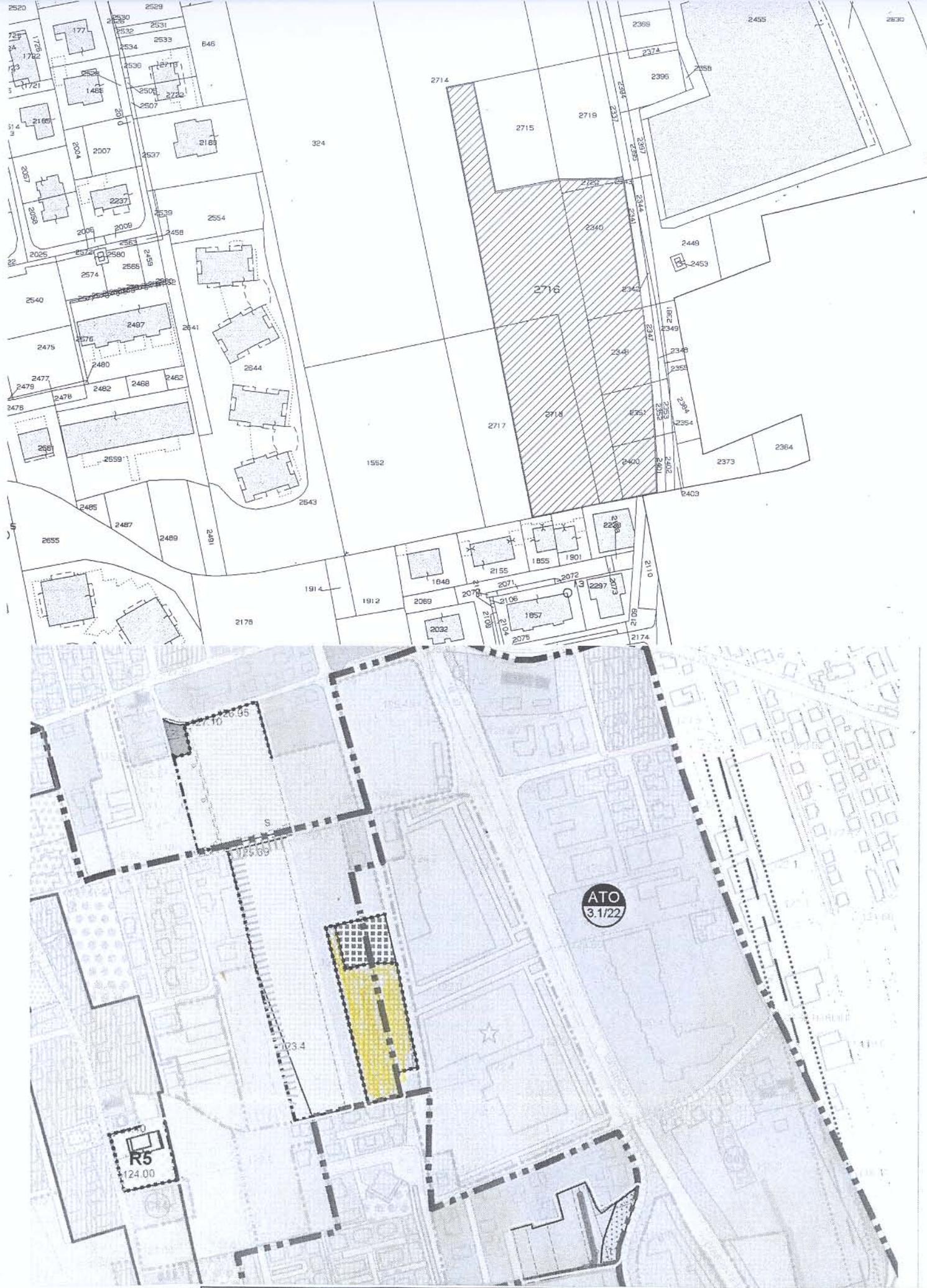
Dott.Gabriele Soppelsa



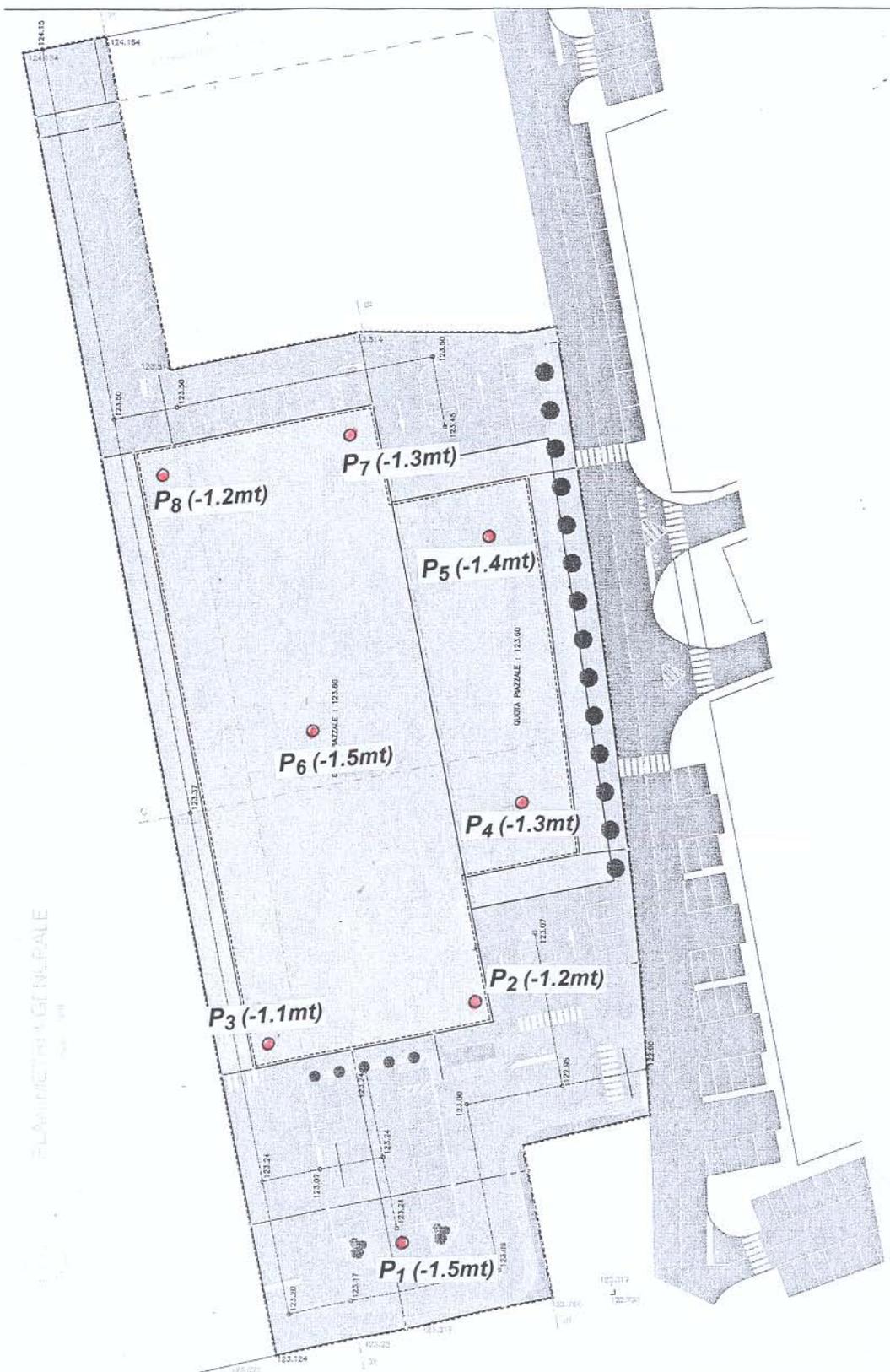
Bassano del Grappa 18.11.2010



**TAV.1 – Corografia dell'area in esame
su estratto di c.t.r. alla scala 1:5.000**



TAV.2 – Ubicazione dell'area in esame su estratto di PRG e catastale alla scala 1:2000



TAV.3 – Ubicazione delle Prove Penetrometriche su planimetria di progetto alla scala 1:1000 con indicazione della profondità delle ghiaie dal p.c. attuale

Cerca Posizione

Via	San Francesco	n°	
Comune	Cassola	Cap	
Provincia		Cerca	
Coordinate WGS84			
Latitudine		o	
Longitudine		o	Cerca

Determinazione dei parametri sismici

(1)* Coordinate WGS84	
Lat. 45.765577	Long. 11.764597
(1)* Coordinate ED50	
Lat. 45.766480	Long. 11.765602
Classe dell'edificio	
II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali.. Cu = 1	
Vita nominale	50
<small>(Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)</small>	
Calcola	



45.765577, 11.764597

Visualizza vertici della maglia di appartenenza



Parametri sismici

Stato Limite	Tr [anni]	ag [g]	Fo	Tc [s]
Operatività (SLO)	30	0,050	2,476	0,236
Danno (SLD)	50	0,066	2,454	0,251
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,186	2,383	0,304
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,245	2,389	0,316
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
Ss * Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,17
Cc * Coeff. funz categoria	1,47	1,45	1,40	1,39
St * Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00
<input type="checkbox"/> Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s ²]				0,6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,012	0,016	0,054	0,080
kv	0,006	0,008	0,027	0,040
Amax [m/s ²]	0,585	0,778	2,193	2,814
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280

Calcola

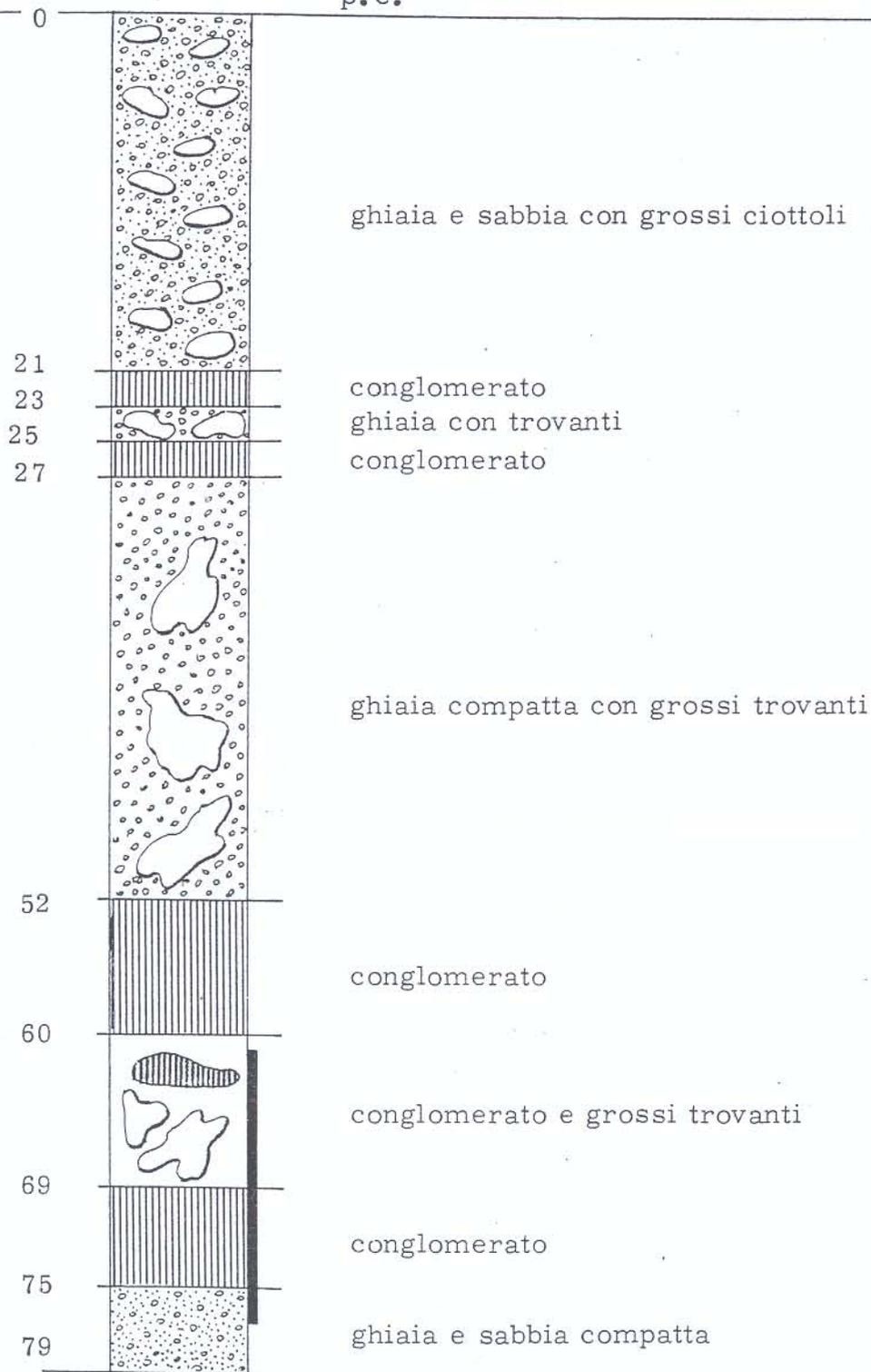
* I valori di Ss, Cc ed St possono essere variati

TAV.4 – Inquadramento e parametri sismici dell'area in base alle N.T.C.

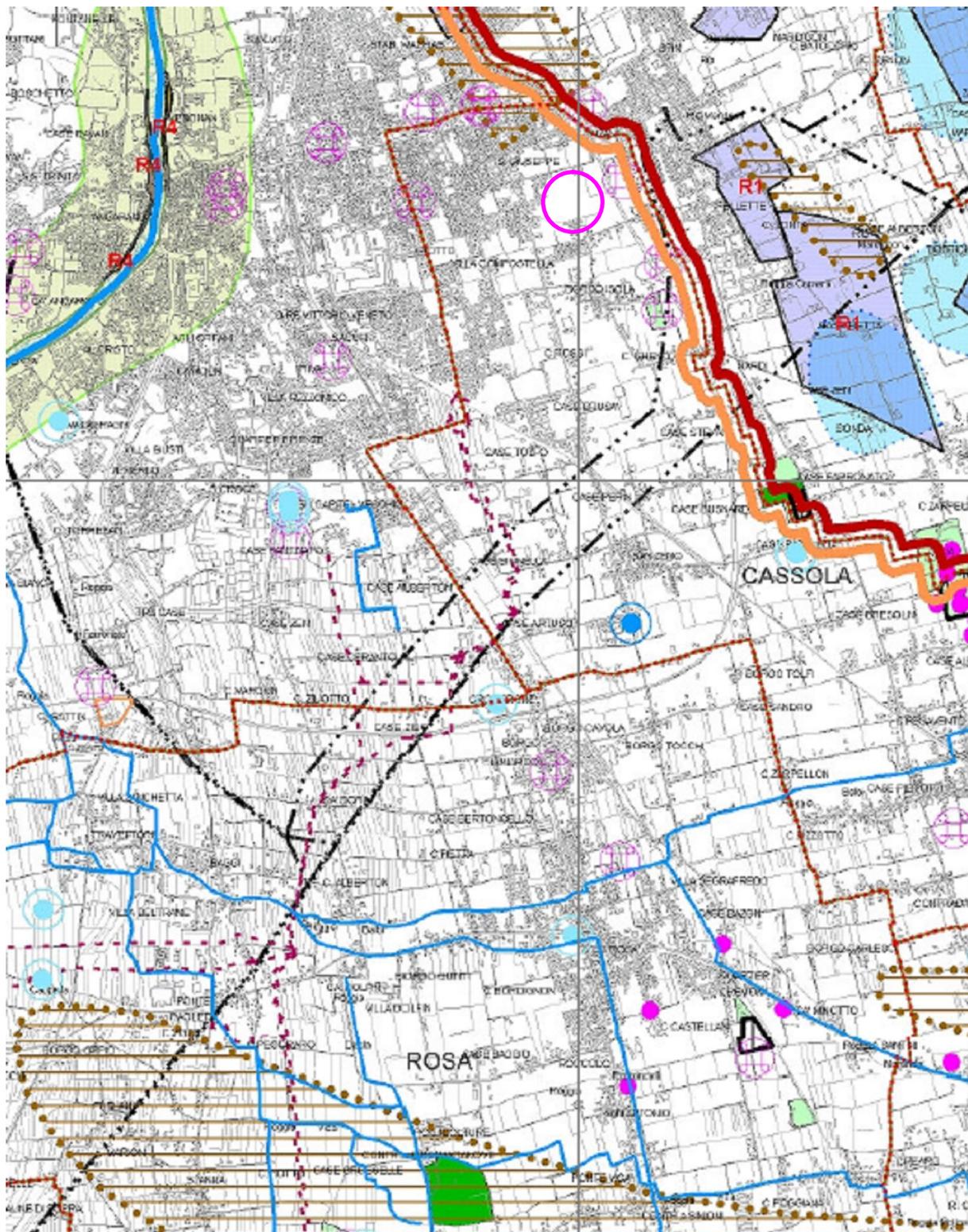
COLONNA STRATIGRAFICA

p.c.

210

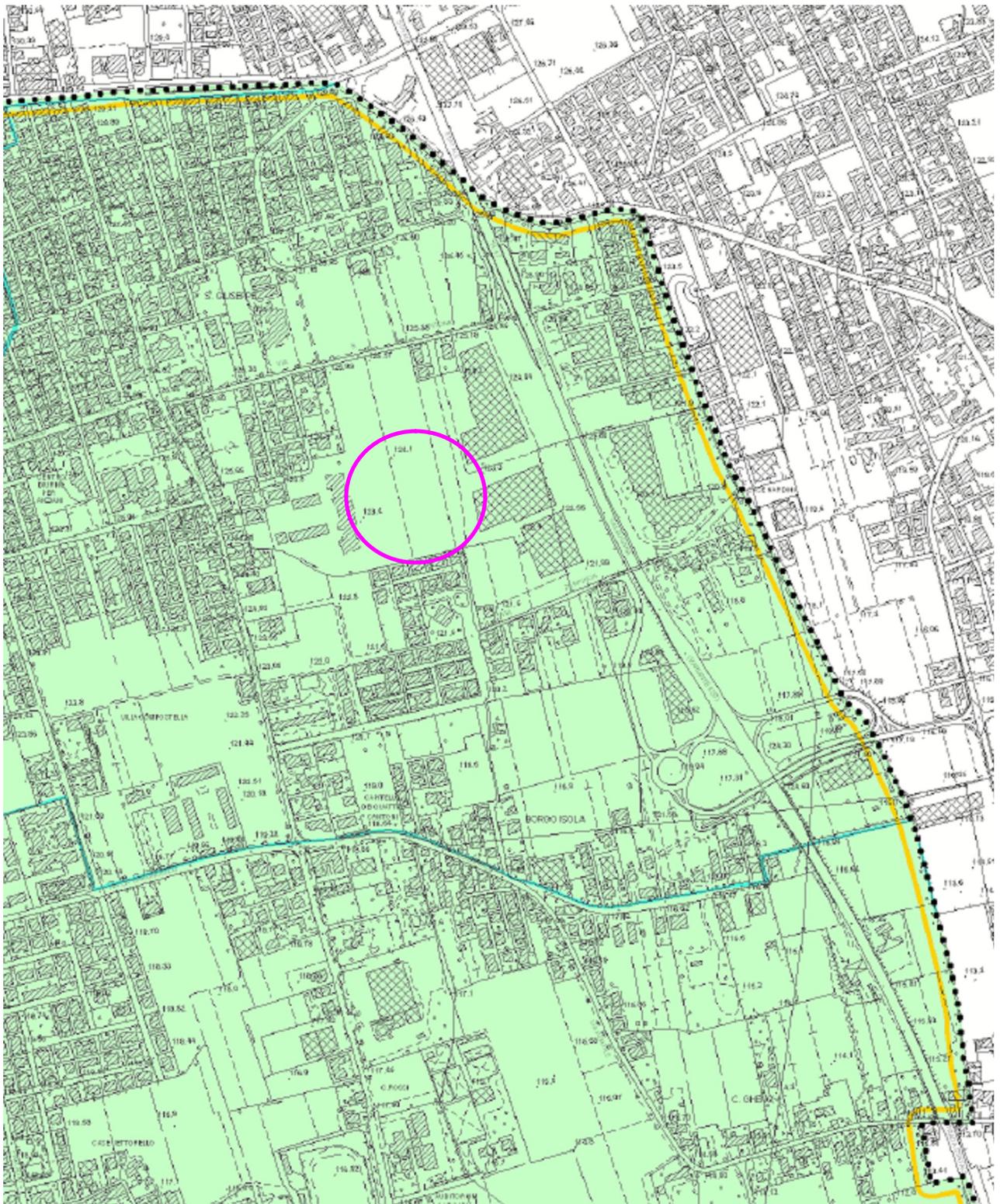


**TAV.5 - Sezione stratigrafica del pozzo
acquedotto situato in località Fellette
500mt a est dell'area in esame**



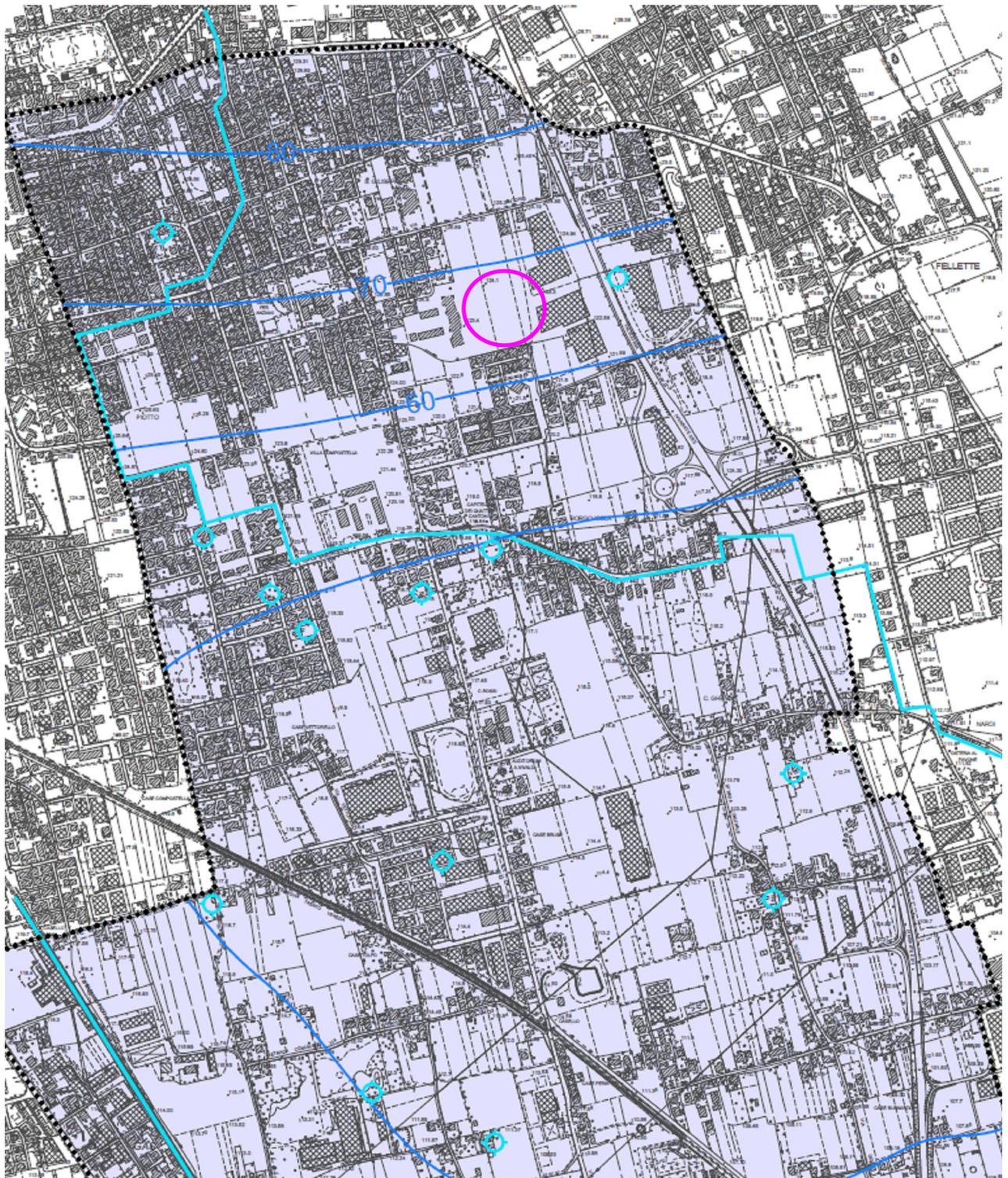
TAV.6 – Ubicazione dell'area interessata dal P.d.L. su estratto della Carta delle Fragilità del P.T.C.P. della Provincia di Vicenza (Tav.2.1.A)

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



TAV.7 – 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



TAV.8 – Ubicazione dell'area interessata dal P.d.L. su estratto della Carta Idrogeologica del P.A.T. del Comune di Cassola

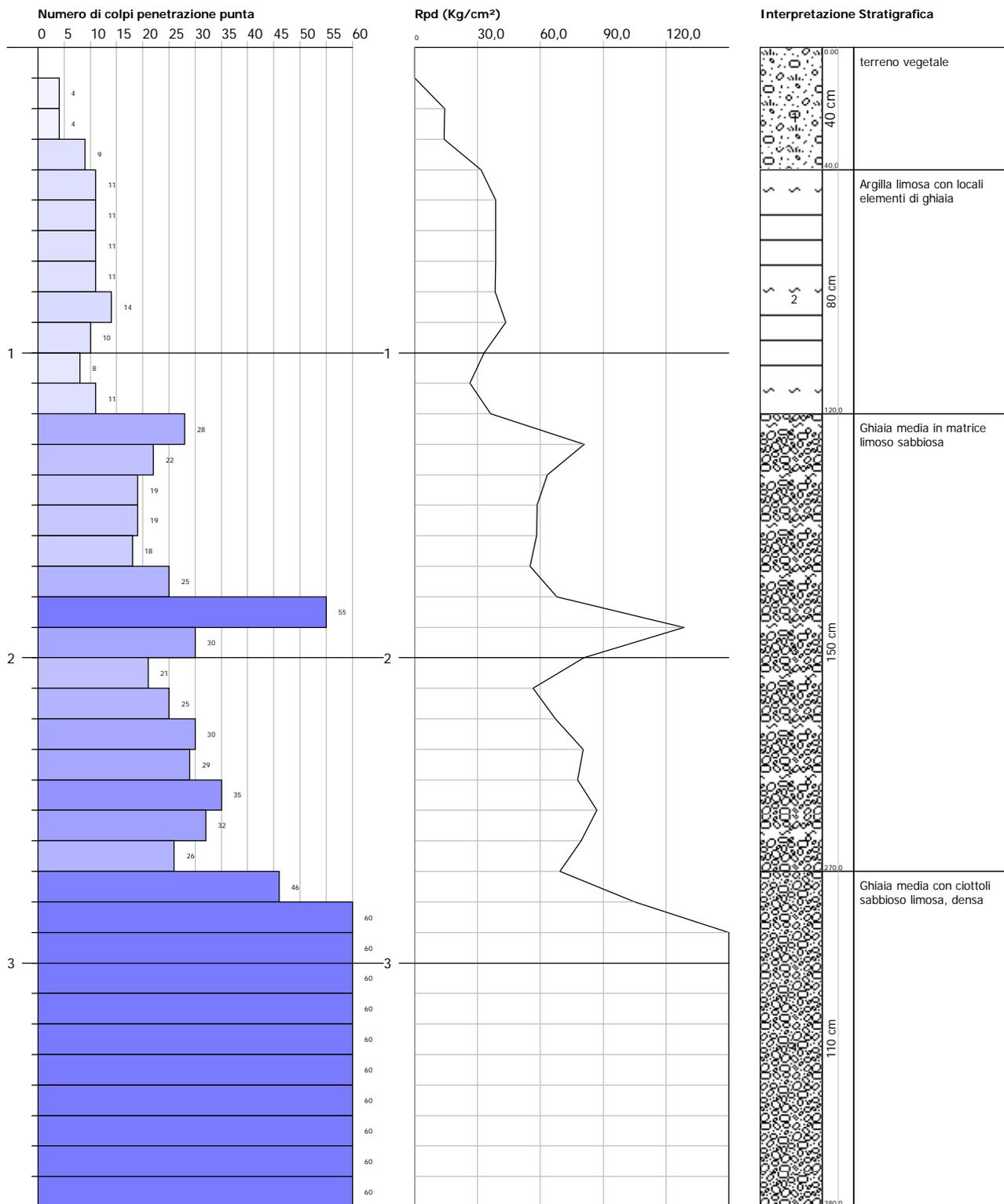
Quota media del Livello di falda = 65.0 mslm
Profondità falda dal p.c. = -61.0mt

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: Perin Costantino e altri
Cantiere: P.d.L. "San Francesco"
Località: Via San Francesco - Cassola

Data: 11/11/2010

Scala 1:20

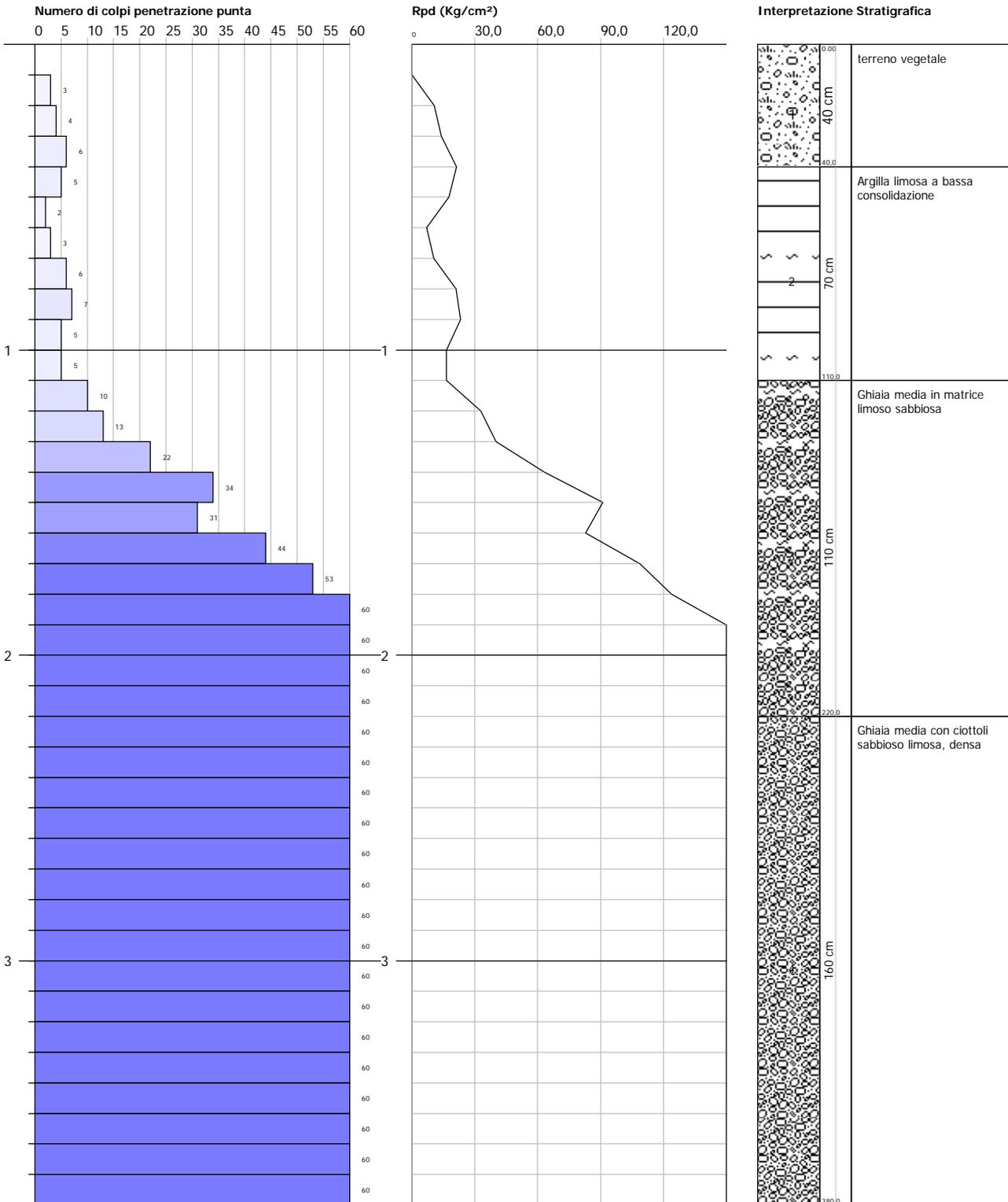


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: Perin Costantino e altri
Cantiere: P.d.L. "San Francesco"
Località: Via San Francesco - Cassola

Data: 11/11/2010

Scala 1:20

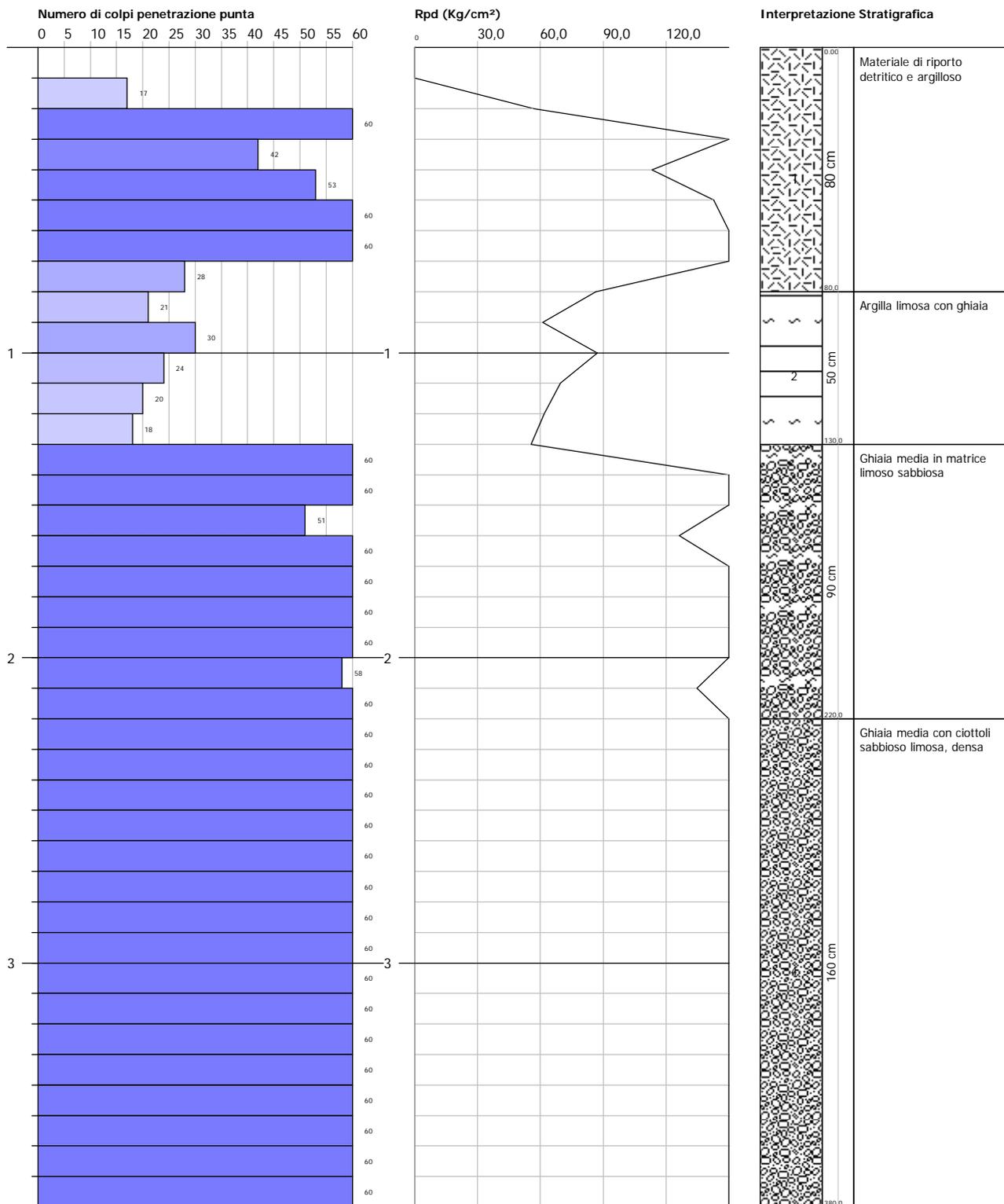


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.4
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: Perin Costantino e altri
Cantiere: P.d.L. "San Francesco"
Località: Via San Francesco - Cassola

Data: 11/11/2010

Scala 1:20

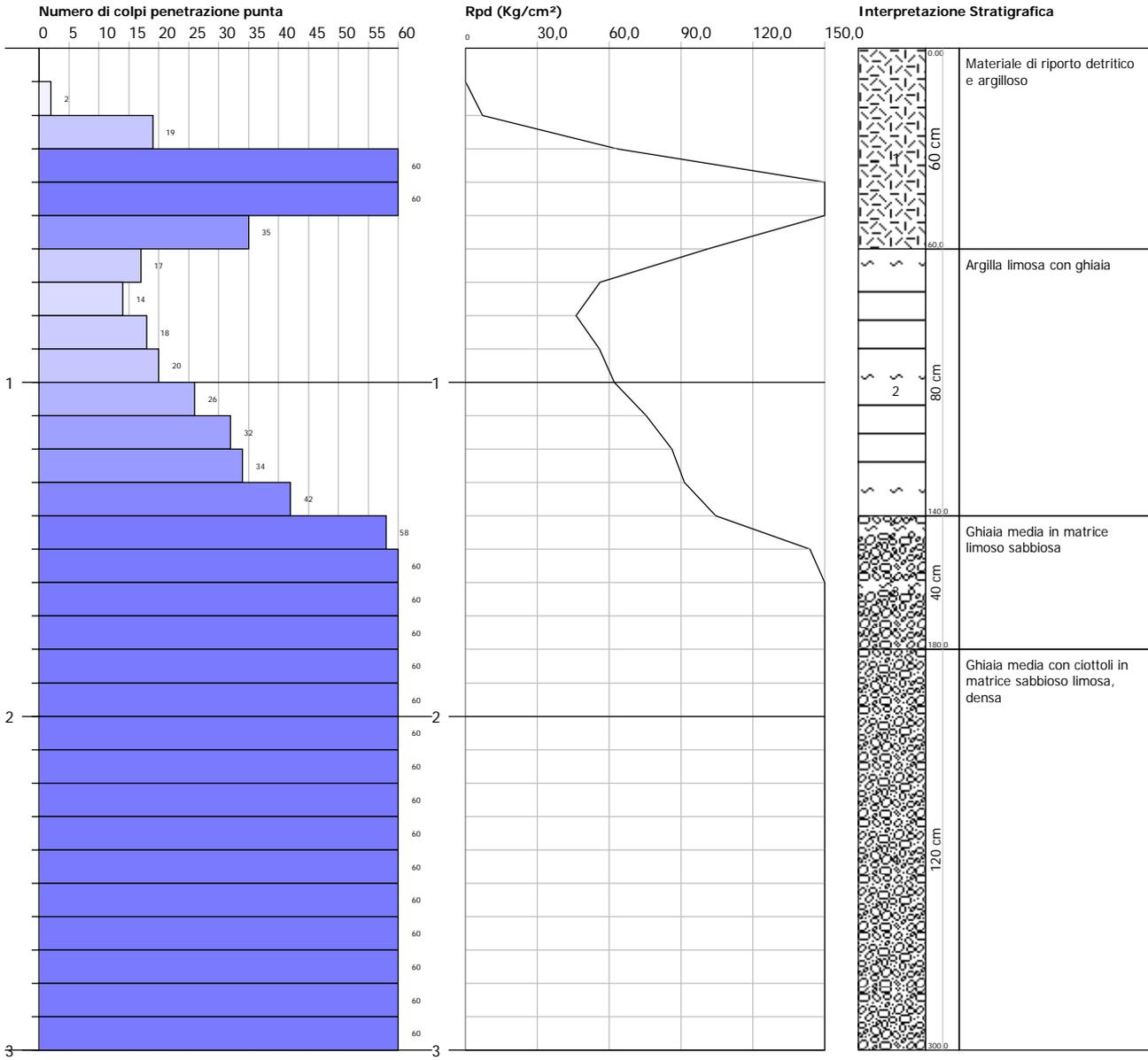


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.5
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: Perin Costantino e altri
Cantiere: P.d.L. "San Francesco"
Località: Via San Francesco - Cassola

Data: 11/11/2010

Scala 1:20

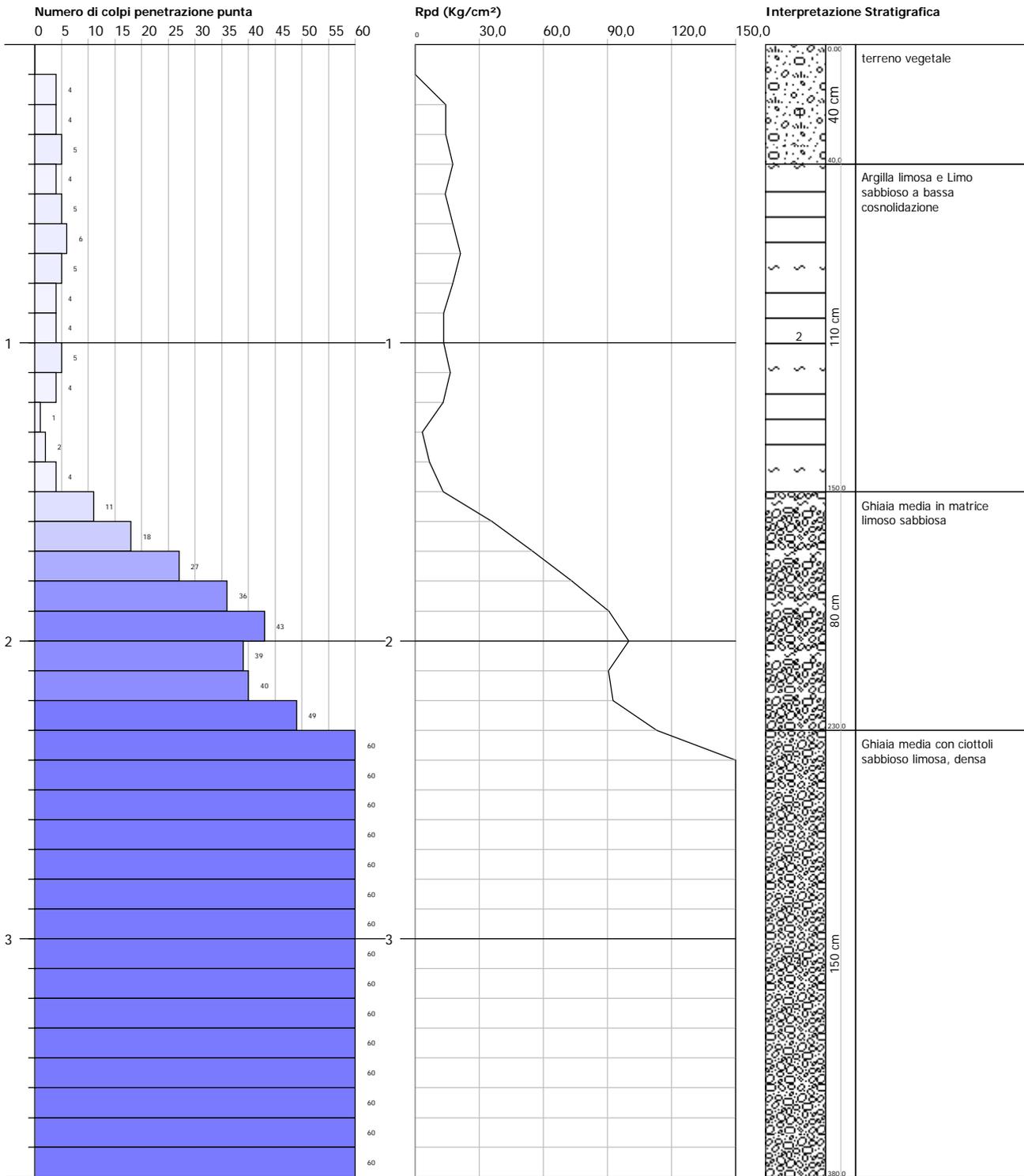


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.6
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: Perin Costantino e altri
Cantiere: P.d.L. "San Francesco"
Località: Via San Francesco - Cassola

Data: 11/11/2010

Scala 1:20

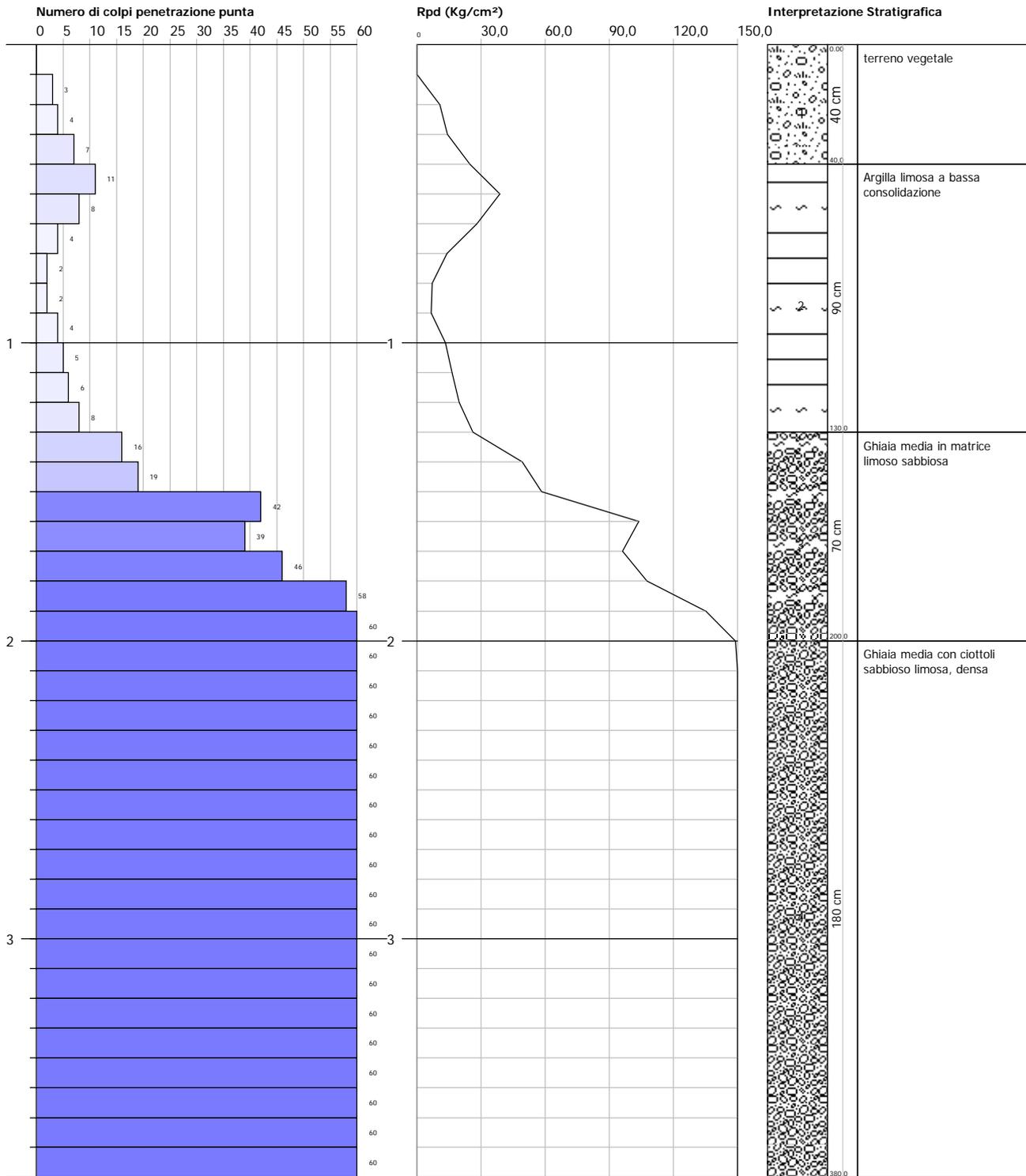


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr. 7
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: Perin Costantino e altri
Cantiere: P.d.L. "San Francesco"
Località: Via San Francesco - Cassola

Data: 11/11/2010

Scala 1:20



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: Perin Costantino e altri
 Cantiere: P.d.L. "San Francesco"
 Località: Via San Francesco - 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 ²
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 (... scpt ecc.)

Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) 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 α)

- avanzamento (penetrazione) δ
- 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^2 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^2 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^2 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^2 , rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

Correlazione con N_{spt}

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_{spt} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt}. 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_{spt} 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;
 δ = 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 (δ/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 NATIONAL 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
- Buismann-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 τ 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).
- Trofimkov (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°)
 11/11/2010
 3,80 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
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	7	0,853	24,76	29,03	1,24	1,45
0,40	7	0,851	24,70	29,03	1,23	1,45
0,50	4	0,849	14,08	16,59	0,70	0,83
0,60	5	0,847	17,56	20,74	0,88	1,04
0,70	4	0,845	14,02	16,59	0,70	0,83
0,80	3	0,843	10,49	12,44	0,52	0,62
0,90	5	0,842	16,54	19,65	0,83	0,98
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	4	0,836	13,15	15,72	0,66	0,79
1,30	5	0,835	16,40	19,65	0,82	0,98
1,40	5	0,833	16,37	19,65	0,82	0,98
1,50	3	0,831	9,80	11,79	0,49	0,59
1,60	7	0,830	22,82	27,51	1,14	1,38
1,70	26	0,728	74,38	102,18	3,72	5,11
1,80	30	0,726	85,64	117,90	4,28	5,90
1,90	33	0,675	83,15	123,24	4,16	6,16
2,00	45	0,623	104,73	168,05	5,24	8,40
2,10	85	0,622	197,33	317,43	9,87	15,87
2,20	100	0,620	231,58	373,44	11,58	18,67
2,30	97	0,619	224,09	362,24	11,20	18,11
2,40	102	0,617	235,08	380,91	11,75	19,05
2,50	74	0,616	170,14	276,35	8,51	13,82
2,60	65	0,614	149,10	242,74	7,46	12,14
2,70	88	0,613	201,39	328,63	10,07	16,43
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	110	0,609	238,18	391,30	11,91	19,57
3,10	87	0,607	187,96	309,49	9,40	15,47
3,20	100	0,606	215,57	355,73	10,78	17,79
3,30	120	0,605	258,13	426,88	12,91	21,34
3,40	95	0,603	203,92	337,94	10,20	16,90
3,50	110	0,602	235,62	391,30	11,78	19,57
3,60	120	0,601	256,50	426,88	12,82	21,34
3,70	100	0,600	213,31	355,73	10,67	17,79
3,80	120	0,598	255,45	426,88	12,77	21,34

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	3,91	Coesivo	1,33	1,83	--	0,62	17,94	39,10	--	--
2	1,5	3,27	Coesivo	1,33	1,83	--	0,50	15,00	32,70	--	--
3	2,0	22,08	Incoerente	2,03	2,44	34,18	--	72,82	185,40	0,31	1191,99
4	3,8	76,95	Incoerente	2,50	2,50	49,55	--	185,52	459,75	0,2	3854,33

PROVA ... Nr.2

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

DL-30 (60°)
 11/11/2010
 3,80 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	4	0,855	14,18	16,59	0,71	0,83
0,30	4	0,853	14,15	16,59	0,71	0,83
0,40	9	0,851	31,76	37,33	1,59	1,87
0,50	11	0,849	38,73	45,62	1,94	2,28
0,60	11	0,847	38,64	45,62	1,93	2,28
0,70	11	0,845	38,56	45,62	1,93	2,28
0,80	11	0,843	38,47	45,62	1,92	2,28
0,90	14	0,792	43,55	55,02	2,18	2,75
1,00	10	0,840	33,00	39,30	1,65	1,97
1,10	8	0,838	26,35	31,44	1,32	1,57
1,20	11	0,836	36,15	43,23	1,81	2,16
1,30	28	0,735	80,83	110,04	4,04	5,50
1,40	22	0,733	63,37	86,46	3,17	4,32
1,50	19	0,781	58,33	74,67	2,92	3,73
1,60	19	0,780	58,21	74,67	2,91	3,73
1,70	18	0,778	55,03	70,74	2,75	3,54
1,80	25	0,726	71,36	98,25	3,57	4,91
1,90	55	0,625	128,32	205,39	6,42	10,27
2,00	30	0,723	81,02	112,03	4,05	5,60
2,10	21	0,722	56,59	78,42	2,83	3,92
2,20	25	0,720	67,23	93,36	3,36	4,67
2,30	30	0,719	80,51	112,03	4,03	5,60
2,40	29	0,717	77,67	108,30	3,88	5,41
2,50	35	0,666	87,01	130,71	4,35	6,54
2,60	32	0,664	79,38	119,50	3,97	5,98
2,70	26	0,713	69,21	97,10	3,46	4,85
2,80	46	0,611	105,03	171,78	5,25	8,59
2,90	80	0,610	173,61	284,59	8,68	14,23
3,00	100	0,609	216,52	355,73	10,83	17,79
3,10	95	0,607	205,24	337,94	10,26	16,90
3,20	110	0,606	237,13	391,30	11,86	19,57
3,30	120	0,605	258,13	426,88	12,91	21,34
3,40	92	0,603	197,48	327,27	9,87	16,36
3,50	110	0,602	235,62	391,30	11,78	19,57
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.2

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	3,33	Coesivo	1,33	1,83	--	0,53	15,28	33,30	--	--
2	1,2	8,52	Coesivo	1,41	1,88	--	1,32	39,09	85,20	--	--
3	2,7	21,61	Incoerente	2,02	2,42	34,05	--	71,85	183,05	0,31	1168,12
4	3,8	77,80	Incoerente	2,50	2,50	49,78	--	187,27	464,00	0,2	3894,34

PROVA ... Nr.3

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

DL-30 (60°)
 11/11/2010
 3,80 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	3	0,855	10,63	12,44	0,53	0,62
0,30	4	0,853	14,15	16,59	0,71	0,83
0,40	6	0,851	21,17	24,88	1,06	1,24
0,50	5	0,849	17,60	20,74	0,88	1,04
0,60	2	0,847	7,03	8,29	0,35	0,41
0,70	3	0,845	10,52	12,44	0,53	0,62
0,80	6	0,843	20,99	24,88	1,05	1,24
0,90	7	0,842	23,15	27,51	1,16	1,38
1,00	5	0,840	16,50	19,65	0,83	0,98
1,10	5	0,838	16,47	19,65	0,82	0,98
1,20	10	0,836	32,87	39,30	1,64	1,97
1,30	13	0,785	40,08	51,09	2,00	2,55
1,40	22	0,733	63,37	86,46	3,17	4,32
1,50	34	0,681	91,02	133,62	4,55	6,68
1,60	31	0,680	82,79	121,83	4,14	6,09
1,70	44	0,628	108,59	172,93	5,43	8,65
1,80	53	0,626	130,46	208,30	6,52	10,41
1,90	80	0,625	186,65	298,76	9,33	14,94
2,00	110	0,623	256,00	410,79	12,80	20,54
2,10	82	0,622	190,36	306,22	9,52	15,31
2,20	74	0,620	171,37	276,35	8,57	13,82
2,30	95	0,619	219,47	354,77	10,97	17,74
2,40	100	0,617	230,47	373,44	11,52	18,67
2,50	92	0,616	211,53	343,57	10,58	17,18
2,60	107	0,614	245,44	399,59	12,27	19,98
2,70	110	0,613	251,74	410,79	12,59	20,54
2,80	85	0,611	194,08	317,43	9,70	15,87
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	110	0,607	237,65	391,30	11,88	19,57
3,20	86	0,606	185,39	305,93	9,27	15,30
3,30	100	0,605	215,11	355,73	10,76	17,79
3,40	120	0,603	257,58	426,88	12,88	21,34
3,50	110	0,602	235,62	391,30	11,78	19,57
3,60	120	0,601	256,50	426,88	12,82	21,34
3,70	100	0,600	213,31	355,73	10,67	17,79
3,80	120	0,598	255,45	426,88	12,77	21,34

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.3

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	2,54	Coesivo	1,33	1,83	--	0,40	11,65	25,40	--	--
2	1,1	3,69	Coesivo	1,33	1,83	--	0,57	16,93	36,90	--	--
3	2,2	39,36	Incoerente	2,20	2,50	39,02	--	108,31	271,80	0,28	2052,41
4	3,8	80,74	Incoerente	2,50	2,50	50,61	--	193,31	478,70	0,19	4032,52

PROVA ... Nr.4

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

DL-30 (60°)
 11/11/2010
 3,80 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	17	0,805	56,73	70,51	2,84	3,53
0,30	60	0,653	162,42	248,85	8,12	12,44
0,40	42	0,651	113,36	174,19	5,67	8,71
0,50	53	0,649	142,63	219,82	7,13	10,99
0,60	120	0,647	322,01	497,70	16,10	24,88
0,70	80	0,645	214,06	331,80	10,70	16,59
0,80	28	0,743	86,32	116,13	4,32	5,81
0,90	21	0,742	61,20	82,53	3,06	4,13
1,00	30	0,740	87,22	117,90	4,36	5,90
1,10	24	0,738	69,61	94,32	3,48	4,72
1,20	20	0,786	61,80	78,60	3,09	3,93
1,30	18	0,785	55,50	70,74	2,78	3,54
1,40	70	0,633	174,11	275,11	8,71	13,76
1,50	61	0,631	151,32	239,74	7,57	11,99
1,60	51	0,630	126,19	200,44	6,31	10,02
1,70	85	0,628	209,77	334,06	10,49	16,70
1,80	95	0,626	233,85	373,36	11,69	18,67
1,90	76	0,625	177,31	283,82	8,87	14,19
2,00	82	0,623	190,83	306,22	9,54	15,31
2,10	58	0,622	134,65	216,60	6,73	10,83
2,20	79	0,620	182,95	295,02	9,15	14,75
2,30	87	0,619	200,99	324,90	10,05	16,24
2,40	100	0,617	230,47	373,44	11,52	18,67
2,50	85	0,616	195,44	317,43	9,77	15,87
2,60	100	0,614	229,39	373,44	11,47	18,67
2,70	110	0,613	251,74	410,79	12,59	20,54
2,80	88	0,611	200,93	328,63	10,05	16,43
2,90	120	0,610	260,41	426,88	13,02	21,34
3,00	100	0,609	216,52	355,73	10,83	17,79
3,10	110	0,607	237,65	391,30	11,88	19,57
3,20	90	0,606	194,02	320,16	9,70	16,01
3,30	120	0,605	258,13	426,88	12,91	21,34
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	110	0,600	234,64	391,30	11,73	19,57
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 ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,8	39,15	Coesivo Incoerente	1,73	2,08	38,96	6,22	179,62	391,50	0,28	2042,12
2	1,3	17,70	Coesivo	1,54	1,96	--	2,67	81,21	177,00	--	--
3	2,2	57,16	Incoerente	2,27	2,50	44	--	144,87	360,80	0,24	2914,61
4	3,8	80,89	Incoerente	2,50	2,50	50,65	--	193,62	479,45	0,19	4039,56

PROVA ... Nr.5

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

DL-30 (60°)
 11/11/2010
 3,00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
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	19	0,803	63,25	78,80	3,16	3,94
0,40	68	0,651	183,54	282,03	9,18	14,10
0,50	85	0,649	228,75	352,53	11,44	17,63
0,60	35	0,697	101,18	145,16	5,06	7,26
0,70	17	0,795	56,06	70,51	2,80	3,53
0,80	14	0,793	46,06	58,06	2,30	2,90
0,90	18	0,792	55,99	70,74	2,80	3,54
1,00	20	0,790	62,08	78,60	3,10	3,93
1,10	26	0,738	75,41	102,18	3,77	5,11
1,20	32	0,686	86,31	125,76	4,32	6,29
1,30	34	0,685	91,47	133,62	4,57	6,68
1,40	42	0,633	104,46	165,07	5,22	8,25
1,50	58	0,631	143,88	227,95	7,19	11,40
1,60	78	0,630	192,99	306,55	9,65	15,33
1,70	92	0,628	227,04	361,57	11,35	18,08
1,80	87	0,626	214,15	341,92	10,71	17,10
1,90	100	0,625	233,31	373,44	11,67	18,67
2,00	110	0,623	256,00	410,79	12,80	20,54
2,10	97	0,622	225,18	362,24	11,26	18,11
2,20	108	0,620	250,11	403,32	12,51	20,17
2,30	110	0,619	254,12	410,79	12,71	20,54
2,40	96	0,617	221,25	358,51	11,06	17,93
2,50	100	0,616	229,92	373,44	11,50	18,67
2,60	120	0,614	275,26	448,13	13,76	22,41
2,70	110	0,613	251,74	410,79	12,59	20,54
2,80	120	0,611	274,00	448,13	13,70	22,41
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

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.5

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,6	27,27	Coesivo Incoerente	1,64	2,02	35,64	4,33	125,12	272,70	0,3	1453,64
2	1,4	19,87	Coesivo	1,54	1,96	--	3,02	91,16	198,70	--	--
3	1,8	61,66	Incoerente	2,30	2,50	45,26	--	154,12	383,30	0,23	3129,80
4	3,0	84,24	Incoerente	2,50	2,50	51,59	--	200,50	496,20	0,18	4196,63

PROVA ... Nr.6

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

DL-30 (60°)
 11/11/2010
 3,80 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	4	0,855	14,18	16,59	0,71	0,83
0,30	4	0,853	14,15	16,59	0,71	0,83
0,40	5	0,851	17,64	20,74	0,88	1,04
0,50	4	0,849	14,08	16,59	0,70	0,83
0,60	5	0,847	17,56	20,74	0,88	1,04
0,70	6	0,845	21,03	24,88	1,05	1,24
0,80	5	0,843	17,49	20,74	0,87	1,04
0,90	4	0,842	13,23	15,72	0,66	0,79
1,00	4	0,840	13,20	15,72	0,66	0,79
1,10	5	0,838	16,47	19,65	0,82	0,98
1,20	4	0,836	13,15	15,72	0,66	0,79
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	4	0,831	13,07	15,72	0,65	0,79
1,60	11	0,830	35,86	43,23	1,79	2,16
1,70	18	0,778	55,03	70,74	2,75	3,54
1,80	27	0,726	77,07	106,11	3,85	5,31
1,90	36	0,675	90,71	134,44	4,54	6,72
2,00	43	0,623	100,07	160,58	5,00	8,03
2,10	39	0,622	90,54	145,64	4,53	7,28
2,20	40	0,620	92,63	149,38	4,63	7,47
2,30	49	0,619	113,20	182,99	5,66	9,15
2,40	75	0,617	172,85	280,08	8,64	14,00
2,50	100	0,616	229,92	373,44	11,50	18,67
2,60	96	0,614	220,21	358,51	11,01	17,93
2,70	110	0,613	251,74	410,79	12,59	20,54
2,80	84	0,611	191,80	313,69	9,59	15,68
2,90	100	0,610	217,01	355,73	10,85	17,79
3,00	110	0,609	238,18	391,30	11,91	19,57
3,10	96	0,607	207,40	341,50	10,37	17,08
3,20	110	0,606	237,13	391,30	11,86	19,57
3,30	85	0,605	182,84	302,37	9,14	15,12
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	110	0,601	235,12	391,30	11,76	19,57
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.6

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	2,54	Coesivo	1,33	1,83	--	0,40	11,65	25,40	--	--
2	1,5	3,13	Coesivo	1,33	1,83	--	0,48	14,36	31,30	--	--
3	2,3	25,75	Incoerente	2,09	2,50	35,21	--	80,36	203,75	0,3	1377,35
4	3,8	80,18	Incoerente	2,50	2,50	50,45	--	192,16	475,90	0,19	4006,23

PROVA ... Nr.7

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

DL-30 (60°)
 11/11/2010
 3,80 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	3	0,855	10,63	12,44	0,53	0,62
0,30	4	0,853	14,15	16,59	0,71	0,83
0,40	7	0,851	24,70	29,03	1,23	1,45
0,50	11	0,849	38,73	45,62	1,94	2,28
0,60	8	0,847	28,10	33,18	1,41	1,66
0,70	4	0,845	14,02	16,59	0,70	0,83
0,80	2	0,843	7,00	8,29	0,35	0,41
0,90	2	0,842	6,61	7,86	0,33	0,39
1,00	4	0,840	13,20	15,72	0,66	0,79
1,10	5	0,838	16,47	19,65	0,82	0,98
1,20	6	0,836	19,72	23,58	0,99	1,18
1,30	8	0,835	26,24	31,44	1,31	1,57
1,40	16	0,783	49,23	62,88	2,46	3,14
1,50	19	0,781	58,33	74,67	2,92	3,73
1,60	42	0,630	103,92	165,07	5,20	8,25
1,70	39	0,628	96,25	153,28	4,81	7,66
1,80	46	0,626	113,23	180,79	5,66	9,04
1,90	58	0,625	135,32	216,60	6,77	10,83
2,00	64	0,623	148,94	239,00	7,45	11,95
2,10	78	0,622	181,08	291,29	9,05	14,56
2,20	92	0,620	213,05	343,57	10,65	17,18
2,30	78	0,619	180,20	291,29	9,01	14,56
2,40	87	0,617	200,51	324,90	10,03	16,24
2,50	110	0,616	252,92	410,79	12,65	20,54
2,60	92	0,614	211,03	343,57	10,55	17,18
2,70	108	0,613	247,16	403,32	12,36	20,17
2,80	97	0,611	221,48	362,24	11,07	18,11
2,90	110	0,610	238,71	391,30	11,94	19,57
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	108	0,606	232,82	384,19	11,64	19,21
3,30	120	0,605	258,13	426,88	12,91	21,34
3,40	96	0,603	206,06	341,50	10,30	17,08
3,50	110	0,602	235,62	391,30	11,78	19,57
3,60	120	0,601	256,50	426,88	12,82	21,34
3,70	100	0,600	213,31	355,73	10,67	17,79
3,80	120	0,598	255,45	426,88	12,77	21,34

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.7

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	2,74	Coesivo	1,33	1,83	--	0,44	12,57	27,40	--	--
2	1,3	4,35	Coesivo	1,33	1,83	--	0,67	19,96	43,50	--	--
3	2,0	31,77	Incoerente	2,15	2,50	36,9	--	92,72	233,85	0,29	1678,07
4	3,8	80,09	Incoerente	2,50	2,50	50,43	--	191,97	475,45	0,19	4002,00

PROVA ... Nr.8

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

DL-30 (60°)
 11/11/2010
 3,80 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
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	4	0,849	14,08	16,59	0,70	0,83
0,60	4	0,847	14,05	16,59	0,70	0,83
0,70	3	0,845	10,52	12,44	0,53	0,62
0,80	4	0,843	13,99	16,59	0,70	0,83
0,90	2	0,842	6,61	7,86	0,33	0,39
1,00	4	0,840	13,20	15,72	0,66	0,79
1,10	6	0,838	19,76	23,58	0,99	1,18
1,20	8	0,836	26,29	31,44	1,31	1,57
1,30	13	0,785	40,08	51,09	2,00	2,55
1,40	16	0,783	49,23	62,88	2,46	3,14
1,50	30	0,731	86,21	117,90	4,31	5,90
1,60	41	0,630	101,44	161,14	5,07	8,06
1,70	44	0,628	108,59	172,93	5,43	8,65
1,80	57	0,626	140,31	224,02	7,02	11,20
1,90	53	0,625	123,65	197,93	6,18	9,90
2,00	53	0,623	123,34	197,93	6,17	9,90
2,10	95	0,622	220,54	354,77	11,03	17,74
2,20	120	0,620	277,90	448,13	13,89	22,41
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	110	0,616	252,92	410,79	12,65	20,54
2,60	97	0,614	222,50	362,24	11,13	18,11
2,70	110	0,613	251,74	410,79	12,59	20,54
2,80	95	0,611	216,92	354,77	10,85	17,74
2,90	100	0,610	217,01	355,73	10,85	17,79
3,00	110	0,609	238,18	391,30	11,91	19,57
3,10	120	0,607	259,26	426,88	12,96	21,34
3,20	92	0,606	198,33	327,27	9,92	16,36
3,30	100	0,605	215,11	355,73	10,76	17,79
3,40	120	0,603	257,58	426,88	12,88	21,34
3,50	90	0,602	192,78	320,16	9,64	16,01
3,60	100	0,601	213,75	355,73	10,69	17,79
3,70	110	0,600	234,64	391,30	11,73	19,57
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 ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	1,76	Coesivo	1,33	1,83	--	0,28	8,08	17,60	--	--
2	1,2	3,43	Coesivo	1,33	1,83	--	0,53	15,74	34,30	--	--
3	2,0	30,05	Incoerente	2,14	2,50	36,41	--	89,19	225,25	0,29	1592,53

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:

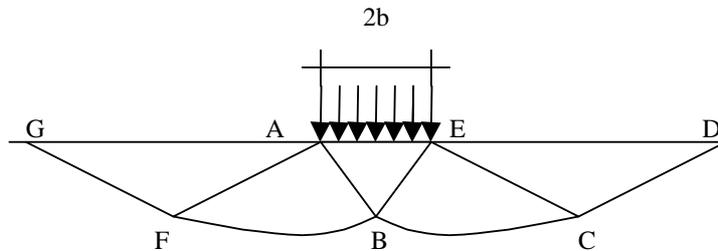
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato 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 φ del terreno.

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

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 ψ rispetto all'orizzontale,

scegliendo il valore di ψ 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 ϕ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ϕ 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.

$$\text{Carico verticale} \quad q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$$

$$\text{Carico inclinato} \quad q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$$

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

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

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

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 :

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

θ = 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:

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

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

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

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

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

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

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

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

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

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_γ come sotto riportato:

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

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

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

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

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

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

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

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

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

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

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:

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

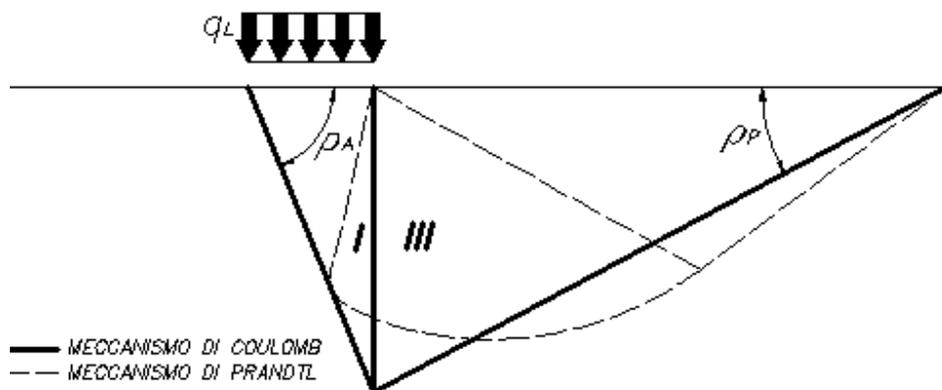
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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 ρ_A e ρ_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 ϕ del terreno e dell'angolo di attrito di terreno – parete ideale:

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

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

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

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

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 ρ_A e ρ_P , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{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_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ 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)	N_q	N_γ	N_c
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 dell'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, δ 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 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 ϕ .

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° 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_o in funzione delle Categorie Sismiche secondo il seguente schema:

CATEGORIA	K_o	K_v
I	0.1	0
II	0.07	0
III	0.04	0

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

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,

γ_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_o , e vale:

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

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni B×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 μ = Parametri elastici del terreno.

I_i = Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , 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 σ'_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 ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{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_α 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:

Δq 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 σ_{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;

Δz_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;

σ'_{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	3,5 m
Lunghezza fondazione	3,5 m
Profondità piano di posa	1,5 m
Altezza di incastro	1,2 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 ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,4	1900,0	2100,0	15,0	15	0,2	0,2	0,2	25,49	26,51	0,0	0,0	0,0
1,1	1900,0	2100,0	15,0	15	0,4	0,4	0,4	25,49	26,51	0,0	0,0	0,0
0,7	1900,0	2000,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	300,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,8	1800,0	1100,0	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 ²)	N (Kg)	Mx (Kg·m)	My (Kg)·m	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Tipo
1	A1+M1+R1	2,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	2,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	2,40	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.Ca pacità 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: HANSEN (1970)

Pressione limite 7,42 Kg/cm²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 2,97 Kg/cm³

A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64

Fattore [Ng]	24,44
Fattore forma [Sc]	1,68
Fattore profondità [Dc]	1,17
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,65
Fattore profondità [Dq]	1,12
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	15,82 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	15,82 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	6,59

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	32,23
Fattore [Nc]	48,09
Fattore [Ng]	31,99
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	15,86 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	15,86 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	6,61

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	26,17
Fattore forma [Sc]	1,68
Fattore profondità [Dc]	1,16
Fattore forma [Sq]	1,34
Fattore profondità [Dq]	1,08
Fattore forma [Sg]	1,34
Fattore profondità [Dg]	1,08
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	21,17 Kg/cm ²
---------------	--------------------------

Resistenza di progetto 21,17 Kg/cm²
Fattore sicurezza 8,82

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	35,19
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,17
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,65
Fattore profondità [Dq]	1,12
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 17,96 Kg/cm²
 Resistenza di progetto 17,96 Kg/cm²
Fattore sicurezza 7,49

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	32,59
Fattore forma [Sc]	1,57
Fattore profondità [Dc]	1,17
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,54
Fattore profondità [Dq]	1,12
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	17,83 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	17,83 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	7,43

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	10,03
Fattore forma [Sc]	1,56
Fattore profondità [Dc]	1,17
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,52
Fattore profondità [Dq]	1,13
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	7,42 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,12 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,09

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16,73
Fattore [Nc]	30,28
Fattore [Ng]	14,04
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	7,55 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,19 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,15

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	10,21

Fattore forma [Sc]	1,54
Fattore profondità [Dc]	1,14
Fattore forma [Sq]	1,27
Fattore profondità [Dq]	1,07
Fattore forma [Sg]	1,27
Fattore profondità [Dg]	1,07
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	8,92 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,96 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,72

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	15,45
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,17
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,52
Fattore profondità [Dq]	1,13
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	8,51 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,73 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,54

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	13,37
Fattore forma [Sc]	1,5
Fattore profondità [Dc]	1,17
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,46
Fattore profondità [Dq]	1,13
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	8,33 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,63 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,47

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	10,03
Fattore forma [Sc]	1,56
Fattore profondità [Dc]	1,17
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,52
Fattore profondità [Dq]	1,13
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	7,42 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,12 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,09

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16,73
Fattore [Nc]	30,28
Fattore [Ng]	14,04
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	7,55 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,19 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,15

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	10,21
Fattore forma [Sc]	1,54
Fattore profondità [Dc]	1,14
Fattore forma [Sq]	1,27
Fattore profondità [Dq]	1,07
Fattore forma [Sg]	1,27
Fattore profondità [Dg]	1,07
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	8,92 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,96 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,72

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	15,45
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,17
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,52
Fattore profondità [Dq]	1,13
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	8,51 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,73 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,54

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76

Fattore [Ng]	13,37
Fattore forma [Sc]	1,5
Fattore profondità [Dc]	1,17
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,46
Fattore profondità [Dq]	1,13
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	8,33 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,63 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,47
=====	

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	2,4 Kg/cm ²
Spessore dello strato	8,0 m
Profondità substrato roccioso	100,0 m
Modulo Elastico	0,0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,0
=====	
Coefficiente di influenza I1	0,43
Coefficiente di influenza I2	0,03
Coefficiente di influenza Is	0,45
=====	
Cedimento al centro della fondazione	15,51 mm
=====	
Coefficiente di influenza I1	0,31
Coefficiente di influenza I2	0,06
Coefficiente di influenza Is	0,35
Cedimento al bordo	6,03 mm
=====	

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	2,4 Kg/cm ²
Tempo	10,0
Profondità significativa Zi (m)	6
Media dei valori di N _{spt} all'interno di Zi	42,5
Fattore di forma fs	1
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1,405
Indice di compressibilità	0,009
Cedimento	6,555 mm
=====	