



## COMUNE di CITTADELLA

Provincia di Padova

### PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

P.U.A. ATO n. 13 area n. 80 – Tipo Zona C3/169  
stralcio Ovest Bottelli Mq 2.167,00  
P.D.L. via Casaretta

### “AII. M” RELAZIONE GEOTECNICA

#### OGGETTO

Realizzazione verde e parcheggi pubblici  
nell'ambito del P.D.L. via Casaretta.

#### COMMITTENTE (proprietario mapp. 601-1167)

Bottelli Emanuele

#### PER PRESA VISIONE (proprietari mapp. 602)

Sartori Mariangela

Lago Giacomo

Lago Gianmaria

Zecchin Susanna (usufruttuaria)

cittadella. 15 novembre 2021

Il Tecnico

Dott. Soppelsa Gabriele

**COMUNE DI CITTADELLA**

**PROVINCIA DI PADOVA**

**PROGETTO DEL P.U.A. BOTTELLI PER LA COSTRUZIONE DI  
FABBRICATI AD USO RESIDENZIALE IN VIA CASARETTA 82**

**RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA**

**Il Committente : Immobiliare Bottelli Emanuele**

**Il Geologo : Dott.Gabriele Soppelsa**



**Bassano d.Gr. 12.11.2021**

**COMUNE DI CITTADELLA**

**PROVINCIA DI PADOVA**

**PROGETTO DEL P.U.A. BOTTELLI PER LA COSTRUZIONE DI  
FABBRICATI AD USO RESIDENZIALE IN VIA CASARETTA 82**

**Il Committente : Immobiliare Bottelli Emanuele**

**1 PREMESSA**

La presente indagine ha lo scopo di definire i caratteri geologici, geotecnici e sismici dell'area interessata dal P.U..A. Bottelli Emanuele per la costruzione di fabbricati ad uso residenziale in via Casaretta 82 a Cittadella per conto della Immobiliare Bottelli Emanuele.

Trattandosi di fabbricati con destinazione residenziale con riferimento al paragrafo 2.4. delle N.T.C. si tratta di Opere ordinarie con Vita nominale **Vn**  $\geq$  **50 anni** e **Classe d'uso II** quindi con affollamenti normali; il coefficiente d'uso relativo al periodo di riferimento sarà **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 Cittadella in base alla zonizzazione dell'Ordinanza n.3274 del 20.03.03 era classificato in zona 3 e con successivo Dgr.244 del 9.03.21, la Giunta regionale del Veneto ha aggiornato la classificazione del Comune in zona 2 con accelerazione massima al suolo  $ag = 0.25g$ .

**2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

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

- D.M. 17.01.2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le 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 7.3 (2002) : Progettazione Geotecnica– Parte II : Progettazione assistita con prove in sito (2002) UNI
- Dgr.244 del 9.03.2021 riguardante la classificazione sismica regionale

## **2 UBICAZIONE E CARATTERI MORFOLOGICI DELL'AREA**

L'area oggetto dell'indagine è ubicata a nord di via Casaretta nel settore occidentale del Comune di Cittadella come dalla corografia da ctr di Tav.1.

Dal punto di vista morfologico l'area in esame è situata ad una quota media di 51.0 mslm nel settore centrale della conoide alluvionale del f.Brenta, 2000mt a nord della fascia delle risorgive. Il territorio è completamente pianeggiante con leggera pendenza verso sud variabile da 0.15% a 0.2%.

Nella carta della compatibilità idraulica del PATI l'area non presenta rischio idraulico come dall'estratto di Tav.4. Nella carta delle fragilità del P.A.T.I. di cui si riporta un estratto in Tav.2, l'area è classificata "Idonea" caratterizzata da buone e ottime caratteristiche geotecniche dei terreni, assenza di esondazioni, profondità della falda maggiore di -3.0mt.

## **3 COSTITUZIONE GEOLOGICA DEL SOTTOSUOLO**

Il sottosuolo dell'area in esame è costituito dalla potente successione dei materiali alluvionali e fluvioglaciali depositi dal f.Brenta poggianti su un basamento roccioso terziario situato alla profondità di circa 500mt dal p.c.

Nella carta Litologica del P.A.T.I. l'area in esame è caratterizzata da Materiali fluvioglaciali granulari a tessitura prevalente ghiaioso sabbiosa.

Con riferimento alla stratigrafia di un pozzo alla distanza minima di 600mt a nordest (Tav.6) il sottosuolo presenta una copertura argillosa a spessore di 1.0mt, seguita da Ghiaie sabbiose con ciottoli fino alla profondità media di -43mt dal p.c. Successivamente sono presenti Argille e Sabbie fino a -58mt, seguite ancora da alternanze di Ghiaie e Sabbie fino a -68mt dal p.c.

---

#### **4 INDAGINI ESEGUITE**

Per verificare le caratteristiche geotecniche e la stratigrafia del sottosuolo, si sono eseguite N.3 Prove Penetrometriche Dinamiche con penetrometro leggero tipo Sunda DI030 con massa da 30Kg. Le prove spinte fino alla profondità massima di 4.0mt dal p.c., sono ubicate come risulta nella planimetria di Tav.5. Nei diagrammi penetrometrici allegati si riportano :

- n = numero di colpi necessari all'avanzamento di 10cm
- Rd = resistenza dinamica alla punta in Kg/cm<sup>q</sup>
- Qa = carico massimo ammissibile orientativo del terreno in Kg/cm<sup>q</sup>

#### **5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE**

I materiali che costituiscono il sottosuolo dell'area in esame sono dovuti alla deposizione, nel bacino adriatico quaternario, di sedimenti da grossolani a fini da parte del f.Brenta. Il sottosuolo presenta una limitata variabilità con la seguente successione stratigrafica tipo dal p.c. attuale :

- dal p.c. a -0.4mt :

##### **Pavimentazione e Materiale di riporto**

- da -0.4mt a -1.1mt :

##### **Argilla limosa a consolidazione medio bassa**

- resistenza dinamica  $Rd = 11 - 24 \text{ Kg/cm}^q$
- coesione non drenata  $Cu = 0.4 - 0.9 \text{ Kg/cm}^q$

- da -1.1mt a -2.0mt :

##### **Sabbie medio fini e Limi sabbiosi**

- resistenza dinamica  $Rd = 10 - 30 \text{ Kg/cm}^q$
- angolo di attrito  $\emptyset = 28^\circ - 31^\circ$

- da -2.0mt a -3.4mt :

##### **Ghiaia medio fine in matrice limoso sabbiosa**

- resistenza dinamica  $Rd = 21 - 51 \text{ Kg/cm}^q$
  - angolo di attrito  $\emptyset = 30^\circ - 34^\circ$
-

- da -3.4mt a -4.0mt :

**Ghiaie medio grosse con ciottoli sabbioso limose, dense**

- resistenza dinamica  $R_d = 120 - 250 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito  $\varnothing = 37^\circ - 39^\circ$

## **6 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE**

L'area in esame è situata 2000mt a nord della fascia delle risorgive; il sottosuolo sabbioso e ghiaioso è sede di una falda acquifera freatica regolata dalle dispersioni del f.Brenta e dagli afflussi meteorici.

Nella carta Idrogeologica del P.A.T.I. di cui si riporta l'estratto in Tav.3, l'area in esame presenta la quota del livello di falda a 41.9mslm quindi **alla profondità di -9.1mt dal p.c.**

Qualora nei fabbricati in progetto si preveda la realizzazione di un piano interrato, il livello della falda acquifera non interferisce anche nelle fasi di piena con le fondazioni e le strutture interrate.

## **7 FONDAZIONI E VERIFICHE GEOTECNICHE**

Il sottosuolo dell'area in esame presenta al di sotto della pavimentazione e riporto a spessore medio di 0.4mt, un livello di Argille limose a consolidazione medio bassa fino a -1.1mt, seguito da Sabbie medio fini e Limi sabbiosi fino a -2.0mt Successivamente si hanno Ghiaie medio fini limoso sabbiose passanti da -3.4mt a Ghiaie medio grosse sabbioso limose dense ed estese per oltre 10mt dal p.c.

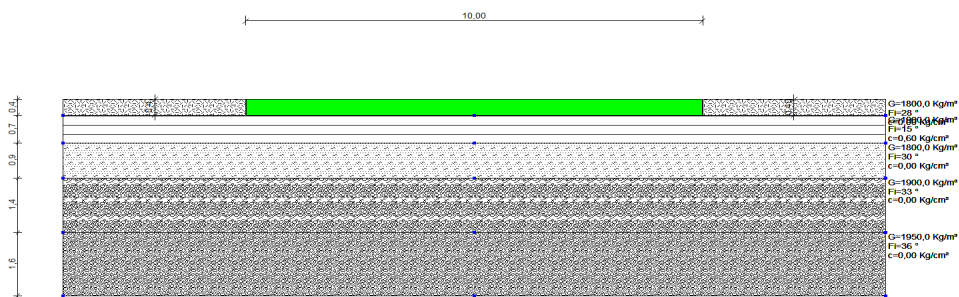
Sulla base dei caratteri geotecnici del sottosuolo, **per il fabbricato in progetto fuori terra si prevede la realizzazione di una fondazione a platea con piano di posa alla profondità di -0.4mt dal p.c. al contatto con le Argille limose a consolidazione medio bassa.**

**Qualora si preveda la realizzazione di un piano interrato si potranno adottare fondazioni continue con piano di posa alla profondità media di -3.4mt dal p.c. al contatto con le Ghiaie medio grosse sabbiose dense.**

### 7.1 Verifiche agli Stati Limite (SLU) e (SLE) fondazione a platea a -0.4mt

Nelle N.T.C. del D.M.17.01.2018 tutte le verifiche sono effettuate con il metodo degli “Stati Limite” in condizioni statiche e dinamiche. In particolare dovrà essere condotta la verifica allo SLU (limite ultimo prima della rottura) e allo SLE (limite esercizio per deformazione).

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



Nelle verifiche è stato definito il Valore caratteristico dei parametri. Si sono assunti i parametri delle Argille limose a media consolidazione presenti fino a -2.0mt dal p.c. In particolare si è assunto il valore della coesione non drenata  **$C_u = 0.60 \text{ Kg/cm}^2$** .

Si considera la fondazione a platea con larghezza di 10.0mt e lunghezza di 20.0mt, nelle condizioni schematizzate.

In allegato si riportano le verifiche agli stati limite secondo i diversi autori (Hansen, Terzaghi, Meyerhof, Brinch-Hansen) con le relative formule; i valori limite e di progetto delle pressioni adottati sono riferiti alla condizione della verifica dell'autore più sfavorevole.

➤ 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 platea il carico limite minimo è risultato nella verifica di Brinch-Hansen pari a : **Qlim = 3.47 Kg/cmq**

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

$$\mathbf{Rd = Qlim / \gamma_R = 3.47 / 1.0 = 3.47 Kg/cmq}$$

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  $Q = 0.8 \text{ Kg/cmq}$  è verificata la relazione  $Ed$  (azione)  $\leq Rd$  (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 4.34.

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

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta una riduzione dei parametri geotecnici (M2) in quanto abbiano coefficienti  $\gamma_{\phi 1} = 1.25$  da cui partendo da  $Cu = 0.60 \text{ Kg/cmq}$  sarà :  $Cuk : 0.48 \text{ Kg/cmq}$ .

In tali condizioni per la fondazione a platea il carico limite minimo è risultato nella verifica di Brinch Hansen pari a : **Qlim = 2.5 Kg/cmq**

In questa verifica il coefficiente delle resistenze (R2) sarà  $\gamma_R = 1.8$  mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente  $\gamma_{G1} = 1.0$  per carichi permanenti  $\gamma_{G2} = 1.3$  per i permanenti non strutturali. La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A1-2 sarà :

$$\mathbf{Rd = Qlim / \gamma_R = 2.5 / 1.8 = 1.39 Kg/cmq}$$

Con una pressione di progetto  $Q = 0.8 \text{ Kg/cmq}$  è verificata la relazione  $Ed$  (azione)  $\leq Rd$  (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 3.12

➤ 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 ( $R_3$ ) con amplificazione delle azioni attraverso i coefficienti ( $A_1$ ) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione a platea il carico limite minimo è risultato nella verifica di Brinch-Hansen pari a :  **$Q_{lim} = 3.47 \text{ Kg/cmq}$**

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

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 3.47 / 2.3 = 1.50 \text{ Kg/cmq}$$

Con una pressione di progetto  $Q = 0.8 \text{ Kg/cmq}$  è verificata la relazione  $E_d$  (azione)  $\leq R_d$  (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 4.34.

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 sulla platea larga  $10.0\text{mt} \times 20.0\text{mt}$  pari a  $Q = 0.8 \text{ Kg/cmq}$  con piano di posa a  $-0.4\text{mt}$  dal p.c. i cedimenti elastici sono risultati pari a :  **$\Delta H_{tot} = 24.8\text{mm}$** .

## ***7.2 Verifiche Stati Limite Ultimi (SLU) e (SLE) per fabbricato con interrato***

Nelle condizioni di fabbricato con piano interrato, sulla base dei caratteri geotecnici e idrogeologici del sottosuolo si potranno adottare **fondazioni continue con piano di posa alla profondità media di  $-3.4\text{mt}$  dal p.c. al contatto con le ghiaie medie con ciottoli sabbioso limose dense.**

Nelle verifiche è stato definito il Valore caratteristico dei parametri. Per le Ghiaie medie con ciottoli si è assunto un angolo di attrito  $\phi = 36^\circ$

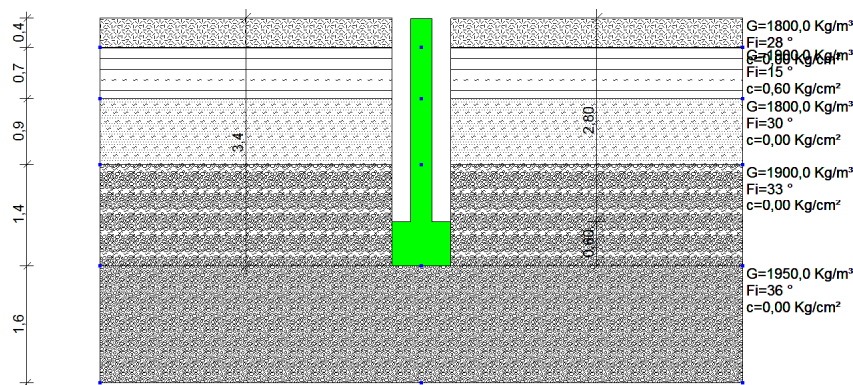
In allegato si riportano le verifiche agli stati limite secondo i diversi autori (Hansen, Terzaghi, Meyerhof, Brinch-Hansen) con le relative formule;

Si considera la fondazione continua con larghezza di  $0.8\text{mt}$  e lunghezza di  $10.0\text{mt}$  nelle condizioni sotto schematizzate.

---

DOTT.GABRIELE SOPPELSA  
GEOLOGO

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



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

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

In tali condizioni per la fondazione continua il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi pari a : **Qlim = 12.99 Kg/cmq**

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

$$Rd = Qlim / \gamma_R = 12.99/1.0 = 12.99 \text{ Kg/cmq}$$

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  $Q = 2.0 \text{ Kg/cmq}$  è verificata la relazione  $Ed$  (azione)  $\leq Rd$  (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 6.5.

➤ 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 abbiamo coefficienti  $\gamma_{\phi 1} = 1.25$  da cui partendo da  $\phi = 36^\circ$  sarà :  $\phi_{uk} : 30.1^\circ$

In tali condizioni per la fondazione continua il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi pari a : **Qlim = 5.94 Kg/cmq**

In questa verifica il coefficiente delle resistenze (R2) sarà  $\gamma_R = 1.8$  mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente  $\gamma_{G1} = 1.0$  per carichi permanenti  $\gamma_{G2} = 1.3$  per i permanenti non strutturali. La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A1-2 sarà :

$$\mathbf{Rd = Qlim / \gamma_R = 5.94 / 1.8 = 3.3 Kg/cmq}$$

Con una pressione di progetto  $Q = 2.0 \text{ Kg/cmq}$  è verificata la relazione  $Ed$  (azione)  $\leq$   $Rd$  (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 2.97

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

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

In tali condizioni per la fondazione continua il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi pari a : **Qlim = 12.99 Kg/cmq**

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

$$\mathbf{Rd = Qlim / \gamma_R = 12.99 / 2.3 = 5.64 Kg/cmq}$$

Con una pressione di progetto  $Q = 2.0 \text{ Kg/cmq}$  è verificata la relazione  $Ed$  (azione)  $\leq$   $Rd$  (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 6.5.

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

Con riferimento ad una pressione di esercizio di progetto pari a  $Q = 2.0 \text{ Kg/cmq}$  sulla fondazione continua con piano di posa a -3.4mt dal p.c. i cedimenti elastici al centro della fondazione sono risultati :  **$\Delta H \text{ tot} = 2.5\text{mm}$** .

Con una pressione unitaria sulla fondazione continua pari a  $Q = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$  i cedimenti totali e differenziali rispettano la verifica delle condizioni allo stato limite di esercizio (SLU) riguardanti le deformazioni.

## **8 SITUAZIONE SISMICA**

Il Comune di Cittadella con Dgr.244 del 9 marzo 2021, la Giunta regionale ha aggiornato la classificazione in zona 2 quindi con accelerazione massima al suolo  $a_g = 0.25g$ . Per il territorio in zona sismica 2 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% ( $a_g / g$ ) = 0.15 - 0.25

Accelerazione orizzontale di ancoraggio spettro di risposta ( $a_g / g$ ) = 0.25

Con l'entrata in vigore del D.M.17.01.18 (Aggiornamento NTC) 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.

Secondo il D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC 2018) , la classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{S_{eq}}$  (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S_{eq}} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad \text{con}$$

$h_i$  = spessore dello stato  $i$ -esimo

$V_{s,i}$  = velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato

$N$  = numero di strati

$H$  = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/sec

La  $V_{S_{eq}}$  è calcolata in modo analogo alla  $V_{s_{30}}$ , ma invece di estendere la media pesata fino ai rigorosi 30 m di profondità, adesso viene portata fino ad una profondità  $H$  (. A decretare il valore di questa profondità  $H$  è il

DOTT.GABRIELE SOPPELSA  
GEOLOGO

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

raggiungimento del “substrato” caratterizzato da velocità superiori a 800 m/s. Ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto le tipologie del suolo di fondazione vengono suddivise in 5 categorie (A, B, C, D, E).

<b>A</b>	<b>Ammassi rocciosi affioranti e terreni molto rigidi</b> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3mt.
<b>B</b>	<b>Rocce Tenere e Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti</b> caratterizzati da miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori di velocità equivalente da 360 m/s a 800 m/s
<b>C</b>	<b>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti</b> con profondità del substrato superiori a 30mt, caratterizzati dal miglioramento delle proprietà meccaniche con profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s
<b>D</b>	<b>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti,</b> con profondità del substrato superiori a 30mt, caratterizzati dal miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s
<b>E</b>	<b>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</b> con profondità del substrato non superiore a 30mt.

Con riferimento alla stratigrafia dell’area in esame e a quella di un pozzo (Tav.6), il sottosuolo presenta una copertura argillosa a spessore di 1.0mt, seguita da Ghiaie sabbiose con ciottoli fino alla profondità media di -43mt dal p.c. Successivamente sono presenti Argille e Sabbie fino a -58mt, seguite ancora da alternanze di Ghiaie e Sabbie fino a -68mt dal p.c.

In via puramente indicativa al fine di correlare la velocità delle onde di taglio ad un tipo di suolo si riportano i valori tabulati da Borcherdt (1992 - 1994) assieme a quelli ottenuti sperimentalmente in diversi ambienti sedimentari.

TIPO DI SUOLO	Vs min [m/s]	Vs media [m/s]	Vs max [m/s]
ROCCHE MOLTO DURE (es. rocce metamorfiche molto - poco fratturate)	1400	1620	-
ROCCHE DURE (es. graniti, rocce ignee, conglomerati, arenarie e argilliti, da mediamente a poco fratturate)	700	1050	1400
SUOLI GHIAIOSI e ROCCE DA TENERE A DURE (es. rocce sedimentarie ignee tenere, arenarie, argilliti, ghiaie e suoli con > 20% di ghiaia)	375	540	700
ARGILLE COMPATTE e SUOLI SABBIOSI - GHIAIOSI (es. ghiaie e suoli con < 20% di ghiaia, sabbie da sciolte a molto compatte, limi e argille sabbiose, argille da medie a compatte e argille limose)	200	290	375
TERRENI TENERI (es. terreni di riempimento sotto falda, argille da tenere a molto tenere)	100	150	200

Sulla base del quadro geologico emerso dal seguente studio che prevede la presenza di un sottosuolo limoso sabbioso dal piano di posa fondazione per una profondità superiore a 50m con valori di Velocità delle onde di taglio nei inferiori a 360 m/sec è possibile inserire il sottosuolo nella **categoria B** : *(Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti caratterizzati da miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori di velocità equivalente da 360 m/s a 800 m/s).*

Si tratta quindi di un terreno di fondazione con caratteri geotecnici buoni e limitata variabilità laterale con falda acquifera superficiale.

Il fabbricato in ricostruzione sarà realizzato in un'area pianeggiante sulla conoide alluvionale del f.Brenta. Con riferimento alla Tab.3.2.III delle N.T.C.2018 riguardante le categorie topografiche per le azioni sismiche sulle costruzioni del D.M.17.01.2018 l'area in esame è classificabile come **T1** : *Superfici pianeggianti e rilievi e pendii isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$*

### **8.1 Azione Sismica di Progetto**

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

La pericolosità sismica è definita in termini di **accelerazione orizzontale massima “ag”** e di **ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente “Se(T)”** con riferimento alle probabilità di eccedenza  $P_{vr}$  nel periodo di riferimento  $V_r$ .

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

A tal fine dalle coordinate geografiche del sito espresse in gradi sessagesimali e decimali si è determinata la maglia di riferimento con le

---

DOTT.GABRIELE SOPPELSA  
GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 -36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI

Tel. e Fax : 0424/503855-501412 – soppelsag@tiscali.it

---

distanze dal punto dei quattro vertici più prossimi. In allegato si riporta la scheda del programma di calcolo dei parametri di riferimento che risultano :

Sito in esame.

latitudine: 45,653697  
longitudine: 11,768701  
Classe: 2  
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 11630	Lat: 45,6717	Lon: 11,7037	Distanza: 5432,431
Sito 2	ID: 11631	Lat: 45,6727	Lon: 11,7751	Distanza: 2174,187
Sito 3	ID: 11853	Lat: 45,6227	Lon: 11,7766	Distanza: 3497,027
Sito 4	ID: 11852	Lat: 45,6217	Lon: 11,7052	Distanza: 6084,810

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: 0,043 g  
Fo: 2,479  
Tc\*: 0,240 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %  
Tr: 50 [anni]  
ag: 0,058 g  
Fo: 2,481  
Tc\*: 0,252 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %  
Tr: 475 [anni]  
ag: 0,164 g  
Fo: 2,395  
Tc\*: 0,299 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %  
Tr: 975 [anni]  
ag: 0,215 g  
Fo: 2,403  
Tc\*: 0,307 [s]

---

## Coefficientsi Sismici

## SLO:

Ss: 1,200  
 Cc: 1,460  
 St: 1,000  
 Kh: 0,010  
 Kv: 0,005  
 Amax: 0,511  
 Beta: 0,200

## SLD:

Ss: 1,200  
 Cc: 1,450  
 St: 1,000  
 Kh: 0,014  
 Kv: 0,007  
 Amax: 0,686  
 Beta: 0,200

## SLV:

Ss: 1,200  
 Cc: 1,400  
 St: 1,000  
 Kh: 0,047  
 Kv: 0,024  
 Amax: 1,927  
 Beta: 0,240

## SLC:

Ss: 1,190  
 Cc: 1,390  
 St: 1,000  
 Kh: 0,072  
 Kv: 0,036  
 Amax: 2,511  
 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** = Ss x St x ag = 1.20x1.0x0.164g = **0.197g**

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

**A max** = ag x 9.81 = **1.93 m/sec<sup>2</sup>**.

Il coefficiente sismico orizzontale sarà **Kh** = βs x Amax/g = **0.047**



## **9 LIQUEFAZIONE**

Il termine “liquefazione” viene definito come lo stato fisico in cui può venire a trovarsi un terreno sabbioso saturo quando, sotto l’azione di carichi dinamici e ciclici, la sua resistenza al taglio si riduce drasticamente per effetto dell’incremento e dell’accumulo delle pressioni interstiziali dovuto all’instaurarsi di condizioni non drenate.

Le Norme Tecniche per Le Costruzioni (aggiornate con D.M. Infrastrutture del 17 gennaio 2018), stabiliscono che il sito in oggetto deve essere stabile nei confronti della liquefazione: se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazioni. Secondo le NTC 2018, la sicurezza nei confronti della liquefazione può essere valutata con procedure di analisi avanzate o con metodologie di carattere semi-empirico.

La sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere effettuata utilizzando i valori caratteristici delle proprietà meccaniche dei terreni. L’adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista” (§ 7.11.3.4 delle NTC 2018).

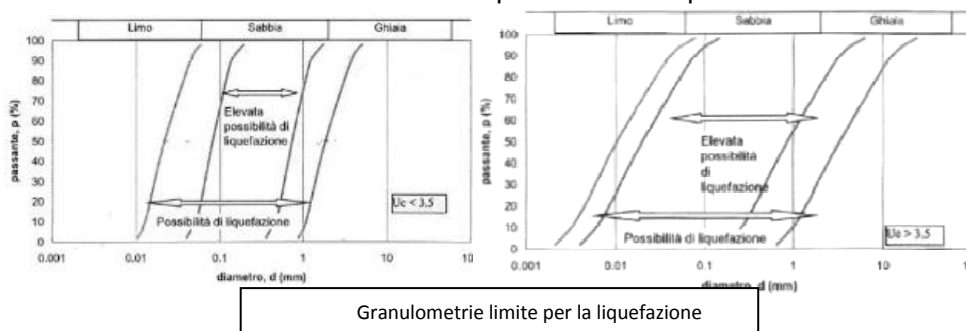
### **9.1 Verifica a Liquefazione**

Il fenomeno della liquefazione si verifica solo quando si presentano simultaneamente tutte le seguenti condizioni :

- 1) profondità del livello liquefacibile : < 15 - 20mt dal p.c.
- 2) profondità media stagionale della falda minore a 16 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali: in corrispondenza del sito di interesse, il livello statico della falda idrica è posto alla profondità media di -9.0mt dal p.c. locale.
- 3) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{C1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della

resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{C1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (CPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.

4) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure precedenti a) nel caso di terreni di uniformità  $U_c < 3,5$  e b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ : la granulometria delle litologie individuate non ricade nella zona con possibilità di liquefazione.



Riguardo all'azione sismica devono verificarsi le seguenti condizioni :

- Magnitudo maggiore di 5.5
- ag maggiore di 0.15g. Si restituisce un valore di ag pari a 0.171g.
- durata superiore a 15 -20 sec

Dai parametri di sorgente sismica ricavati dalla cartografia del INGV riportati in Tav.9 si ottiene un valore di Magnitudo previsto pari a **5.08 < 5.5**.

In relazione al valore di magnitudo e alle condizioni geotecniche di cui ai punti 3-4, non sono presenti nel sito condizioni di innesco di fenomeni di liquefazione e non è stata effettuata per questo alcuna modellazione numerica del rischio.

## 10 CONCLUSIONI

Dalle verifiche geologiche sull'area interessata dal P.U.A. Bottelli Emanuele per la costruzione di fabbricati ad uso residenziale in via Casaretta 82 a Cittadella per conto della Immobiliare Bottelli Emanuele si può concludere :

**10.1** Dal punto di vista morfologico l'area in esame è situata ad una quota media di 51.0 mslm nel settore sudorientale della conoide alluvionale del f.Brenta, 2000mt a nord della fascia delle risorgive. Il territorio è completamente pianeggiante con leggera pendenza verso sud variabile da 0.15% a 0.2%. Nella carta delle fragilità del P.A.T.I., l'area è classificata "Idonea" caratterizzata da buone e ottime caratteristiche geotecniche dei terreni, assenza di esondazioni, profondità della falda maggiore di -3.0mt.

**10.2** I materiali che costituiscono il sottosuolo dell'area in esame sono dovuti alla deposizione di sedimenti a granulometria da media a fine da parte del f.Brenta rimaneggiati in superficie dagli apporti dei corsi d'acqua secondari.

**10.3** Il sottosuolo è sede di una falda acquifera con livello statico alla **profondità media di -9.1mt dal p.c.** Qualora nei fabbricati in progetto si preveda la realizzazione di un piano interrato, il livello della falda acquifera non interferisce con le fondazioni e le strutture interrate.

**10.4** Il sottosuolo dell'area in esame presenta al di sotto della pavimentazione e riporto a spessore medio di 0.4mt, un livello di Argille limose a consolidazione medio bassa fino a -1.1mt, seguito da Sabbie medio fini e Limi sabbiosi fino a -2.0mt. Successivamente si hanno Ghiaie medio fini limoso sabbiose passanti da -3.4mt a Ghiaie medio grosse sabbioso limose dense ed estese per oltre 10mt dal p.c.

**10.5** Sulla base dei caratteri geotecnici del sottosuolo, **per il fabbricato in progetto fuori terra si prevede la realizzazione di una fondazione a platea con piano di posa alla profondità di -0.4mt dal p.c. al contatto con le Argille limose a consolidazione medio bassa.**

**10.6** Le verifiche agli stati limite per la fondazione a platea con piano di posa a -0.4mt dal piano campagna attuale al contatto con le Argille e i Limi hanno fornito i seguenti risultati :

- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+ M1 + R1) (Strutturale) :  $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 3.47/1.0 = \mathbf{3.47 \text{ Kg/cm}^2}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico) :  $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 2.50/1.8 = \mathbf{1.39 \text{ Kg/cm}^2}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 2 - Combinazione 1 (A1 + M1+ R3) (Geotecnico):  $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 3.47/2.3 = \mathbf{1.50 \text{ Kg/cm}^2}$

Le Verifiche agli Stati limite di esercizio relative alle deformazioni (Cedimenti) con una pressione normale di progetto pari a  $Q = 0.8 \text{ Kg/cm}^2$  sulla fondazione a platea con piano di posa a -0.4mt dal p.c. attuale hanno indicato un cedimento massimo pari a :  $\Delta H_{tot} = 24.8\text{mm}$

**10.7 Qualora si preveda la realizzazione di un piano interrato si potranno adottare fondazioni continue con piano di posa alla profondità media di -3.4mt dal p.c. al contatto con le Ghiaie medio grosse sabbiose dense.**

**10.8** Le verifiche agli stati limite per la fondazione continua con piano di posa a -3.4mt dal piano campagna attuale al contatto con le Ghiaie medie con ciottoli in matrice sabbioso limosa dense hanno fornito i seguenti risultati

- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+ M1 + R1) (Strutturale) :  $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 12.99/1.0 = \mathbf{12.99 \text{ Kg/cm}^2}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico) :  $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 5.94/1.8 = \mathbf{3.3 \text{ Kg/cm}^2}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 2 - Combinazione 1 (A1 + M1+ R3) (Geotecnico):  $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 12.99/2.3 = \mathbf{5.64 \text{ Kg/cm}^2}$

Le Verifiche agli Stati limite di esercizio relative alle deformazioni (Cedimenti) con una pressione normale di progetto pari a  $Q = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$  sulla fondazione continua con piano di posa a -3.4mt dal p.c. attuale hanno indicato un cedimento massimo pari a :  $\Delta H_{tot} = 2.5\text{mm}$

DOTT.GABRIELE SOPPELSA  
GEOLOGO

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

---

**10.9** Il Comune di Cittadella in base alla zonizzazione dell'Ordinanza n.3274 del 20.03.03 era classificato in zona 3 e con Dgr.244 del 9.03.21, la Giunta regionale del Veneto ha aggiornato la classificazione del Comune in zona 2 quindi con accelerazione al suolo  $ag = 0.25g$ .

Il sottosuolo presenta una copertura argillosa a spessore di 1.0mt, seguita da Ghiaie sabbiose con ciottoli fino alla profondità media di -43mt dal p.c. Successivamente sono presenti Argille e Sabbie fino a -58mt, seguite ancora da alternanze di Ghiaie e Sabbie fino a -68mt dal p.c.

**10.10** Sulla base del quadro geologico emerso dal seguente studio è possibile inserire il sottosuolo nella **categoria B** : (*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti caratterizzati da miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori di velocità equivalente da 360 m/s a 800 m/s*)

**10.11** 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** =  $S_s \times S_t \times ag = 1.20 \times 1.0 \times 0.164g = \mathbf{0.197g}$

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

**A max** =  $ag \times 9.81 = \mathbf{1.93 \text{ m/sec}^2}$ .

Il coefficiente sismico orizzontale sarà **Kh** =  $\beta_s \times A_{max}/g = \mathbf{0.047}$

**10.12** In relazione al valore di magnitudo e alle condizioni geotecniche, non sono presenti nel sito condizioni di innesco di fenomeni di liquefazione e non è stata effettuata per questo alcuna modellazione numerica del rischio.

Il Geologo

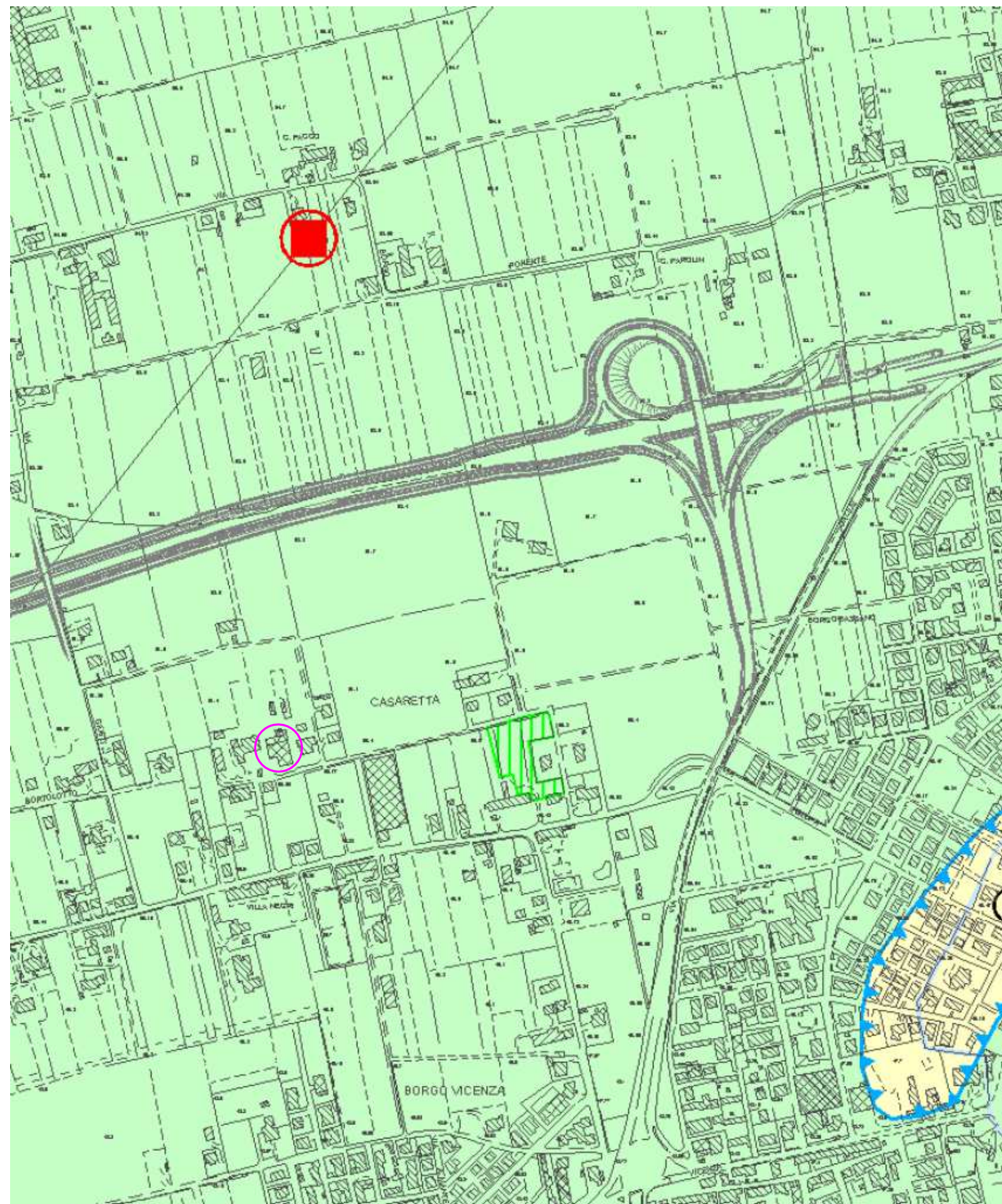
Dott. Gabriele Soppelsa

Bassano d.Gr. 12.11.2021

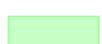




**TAV.1: Ubicazione dell'area interessata dal PUA Bottelli in via Casaretta su estratto di c.t.r. alla scala 1:10.000**



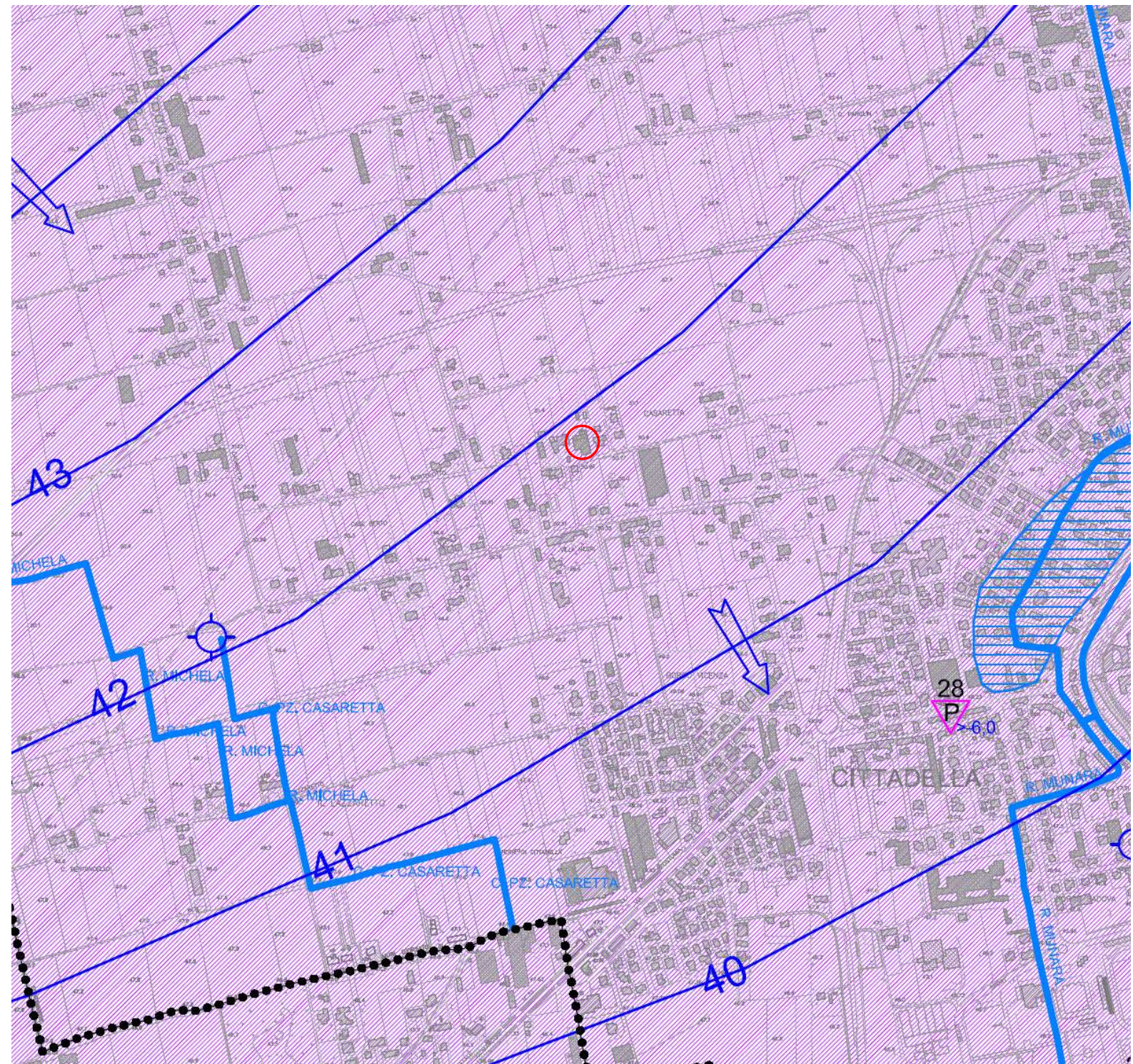
Area idonea







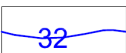
Buone/Ottime caratteristiche geotecniche dei terreni, assenti o assai limitati fenomeni e rischi di esondazione, prof. falda > 3 m






Art. 50

**TAV.2 – Ubicazione dell'area interessata dal PUA Bottelli in via Casaretta su estratto della Carta delle Fragilità del P.A.T. del Comune di Cittadella (Tav.3)**





ACQUE SOTTERRANEE :

-  Area con profondità falda freatica compresa tra 0 e 1.5 m dal p.c.
-  Area con profondità falda freatica compresa tra 1.5 e 3 m dal p.c.
-  Area con profondità falda freatica compresa tra 3 e 5 m dal p.c.
-  Area con profondità falda freatica > 5 m dal p.c.
-  Linea isofreatica e sua quota assoluta (m s.l.m.)

-  Direzione di flusso della falda freatica
-  Limite superiore della linea delle risorgive
-  Pozzo freatico
-  Pozzo con falda artesianica (oppure in acquifero confinato)
-  Pozzo utilizzato come acquedotto pubblico

Punto di indagine con profondità della falda dal p.c. rilevata al momento dell'indagine

-  P - prova penetrometrica
-  S - sondaggio geognostico

**TAV.3 – Ubicazione dell'area interessata dal PUA Bottelli su estratto della Carta Idrogeologica del PATI – P.I. del Comune di Cittadella**

Quota falda 41.9m.s.l.m. - Profondità media da p.c. = -9.1mt - Direzione deflussi a sudest



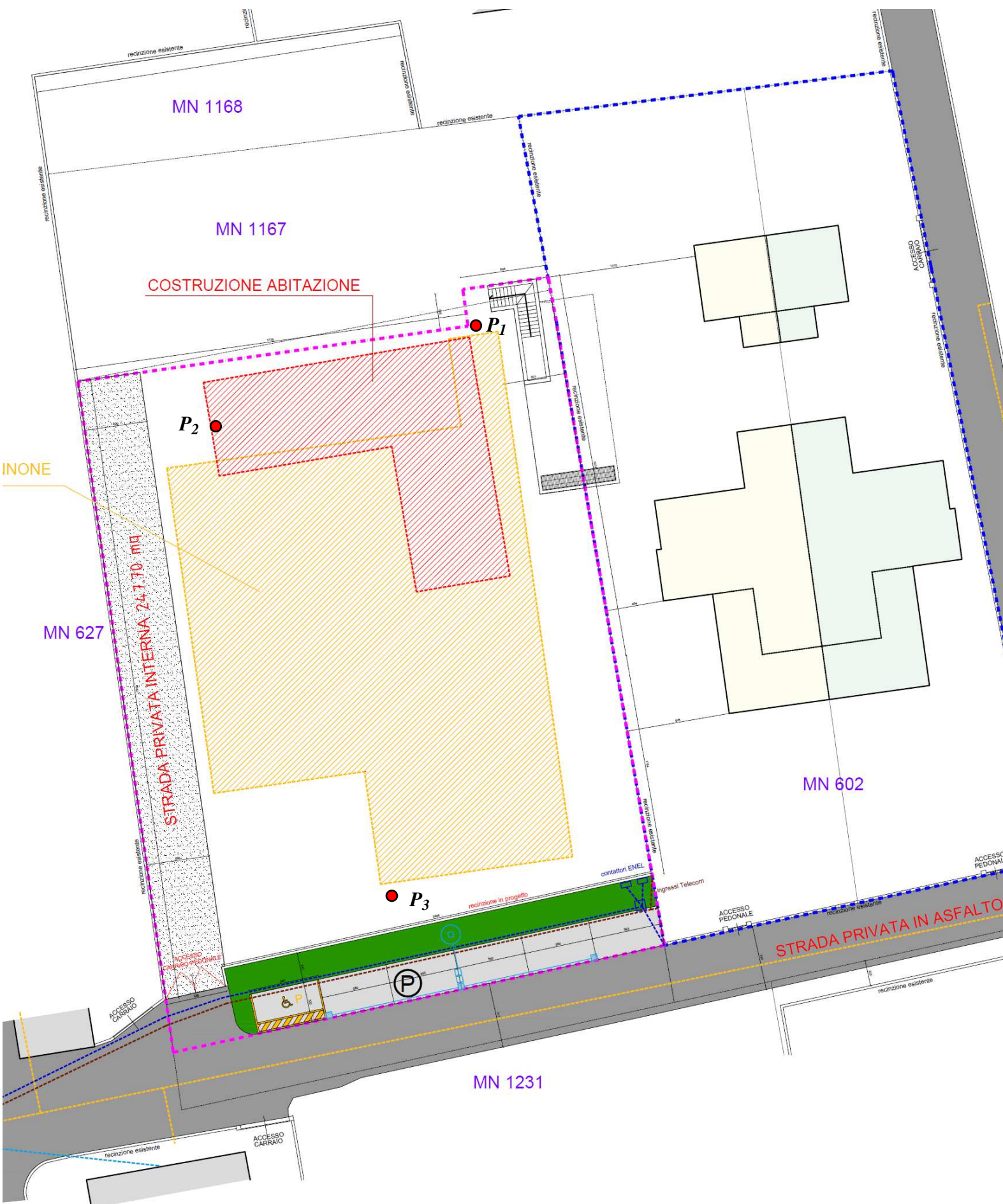


**LEGENDA**

- Aree soggette ad allagamenti
- Aree a MEDIA pericolosità per problemi di rete di bonifica
- Aree ad ALTA pericolosità per problemi di rete di bonifica
- Aree a rischio esondazione Fiume Brenta
- PAI - P1 - Aree a moderata pericolosità
- PAI - P2 - Aree a media pericolosità
- PAI - P3 - Aree ad elevata pericolosità
- PAI - P4 - Aree fluviale del Fiume Brenta
- Idrografia Principale
- Idrografia Secondaria

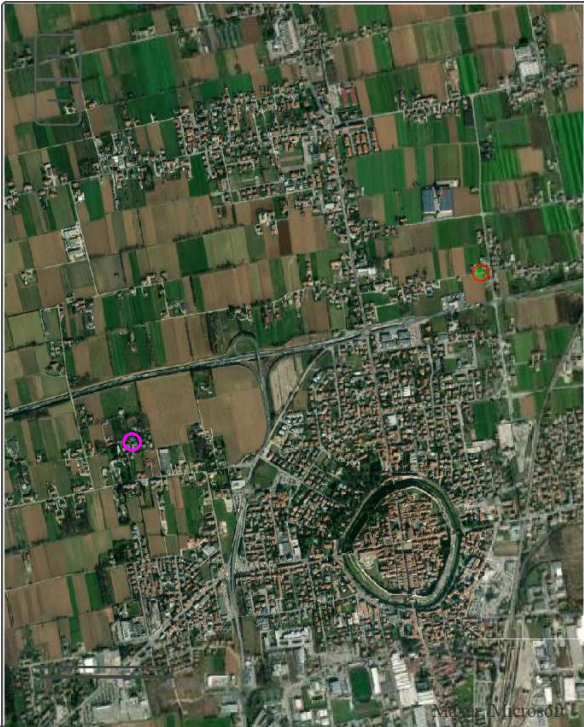
**TAV.4 – Ubicazione dell'area interessata dal PUA Bottelli su estratto dello Studio di Compatibilità Idraulica del PATI dell'Alta Padovana**

Classificazione : Aree non soggetta ad allagamenti o rischio idraulico



**TAV.5 : Ubicazione delle prove penetrometriche su planimetria del PUA Botteli con ubicazione del fabbricato in progetto**

**Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (Legge 464/1984)**

Dati generali	Ubicazione indicativa dell'area d'indagine
<p> <b>Codice:</b> 165115  <b>Regione:</b> VENETO  <b>Provincia:</b> PADOVA  <b>Comune:</b> CITTADELLA  <b>Tipologia:</b> PERFORAZIONE  <b>Opera:</b> POZZO PER ACQUA  <b>Profondità (m):</b> 80,00  <b>Quota pc slm (m):</b> 59,00  <b>Anno realizzazione:</b> 1998  <b>Numero diametri:</b> 1  <b>Presenza acqua:</b> SI  <b>Portata massima (l/s):</b> ND  <b>Portata esercizio (l/s):</b> ND  <b>Numero falde:</b> 1  <b>Numero filtri:</b> 1  <b>Numero piezometrie:</b> 1  <b>Stratigrafia:</b> SI  <b>Certificazione(*):</b> NO  <b>Numero strati:</b> 7  <b>Longitudine WGS84 (dd):</b> 11,788200  <b>Latitudine WGS84 (dd):</b> 45,659931  <b>Longitudine WGS84 (dms):</b> 11° 47' 17.52" E  <b>Latitudine WGS84 (dms):</b> 45° 39' 35.75" N                 </p> <p>(*):Indica la presenza di un professionista nella compilazione della stratigrafia</p>	

**DIAMETRI PERFORAZIONE**

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	0,00	80,00	80,00	170

**FALDE ACQUIFERE**

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)
1	11,20	80,00	68,80

**POSIZIONE FILTRI**

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	76,00	80,00	4,00	114

**MISURE PIEZOMETRICHE**

Data rilevamento	Livello statico (m)	Livello dinamico (m)	Abbassamento (m)	Portata (l/s)
ott/1998	11,20	ND	ND	ND

**STRATIGRAFIA**

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0,00	1,00	1,00		TERRENO AGRARIO O DI RIPORTO
2	1,00	7,00	6,00		GHIAIA E LIMO
3	7,00	18,00	11,00		GHIAIA ESABBIA
4	18,00	30,00	12,00		GHIAIA E SABBIA CON ARGILLA
5	30,00	43,00	13,00		GHIAIA E SABBIA
6	43,00	58,00	15,00		ARGILLA
7	58,00	68,00	10,00		GHIAIA E SABBIA

**TAV.6 : Stratigrafia profonda del sottosuolo rilevata in un pozzo situato 600mt a nordest dell'area in esame spinto a -68mt dal p.c.**

WGS84: Lat 45.652791 - Lng 11.767698

ED50: Lat 45.653697 - Lng 11.768701

Visualizza vertici della maglia di appartenenza

## Stati limite

Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale

50

Interpolazione

Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	Fo	Tc' [s]
Operatività (SLO)	30	0.043	2.479	0.240
Danno (SLD)	50	0.058	2.481	0.252
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.164	2.395	0.299
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.215	2.403	0.307
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

## Coefficienti sismici

Tipo Stabilità dei pendii e fondazioni

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

H (m) us (m)

1 0.1

Cat. Sottosuolo B

Cat. Topografica T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,19
CC Coeff. funz categoria	1,46	1,45	1,40	1,39
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

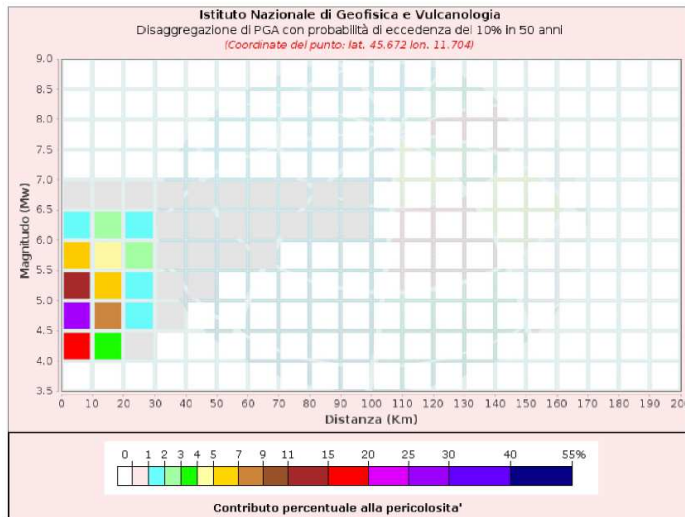
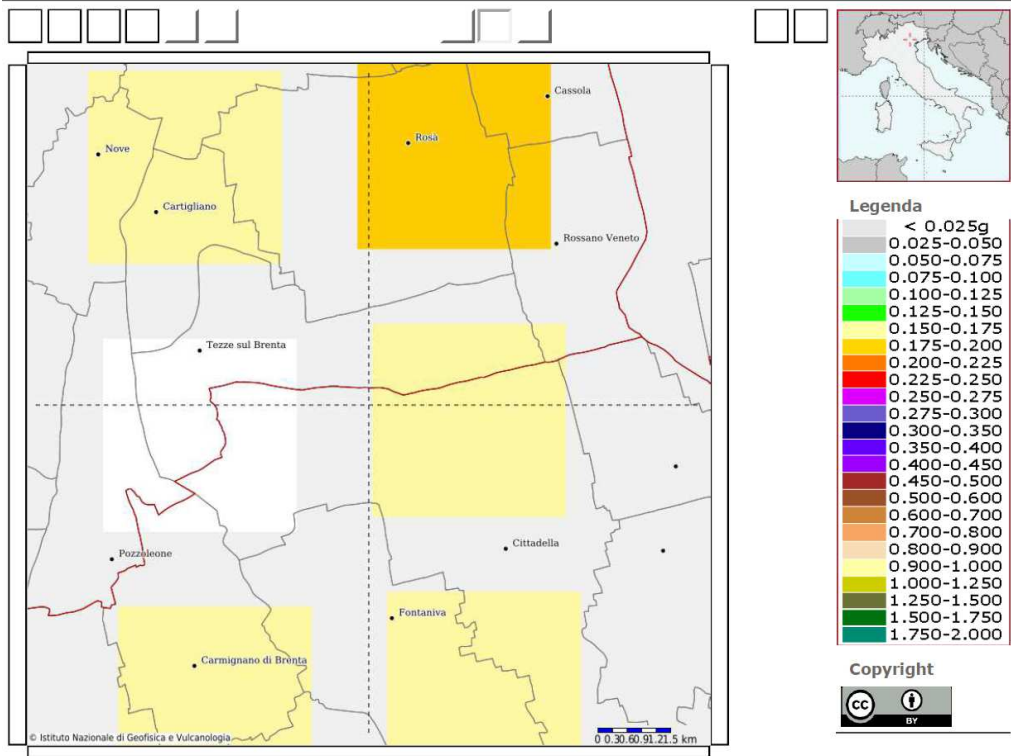
Acc.ne massima attesa al sito [m/s<sup>2</sup>]

0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.010	0.014	0.047	0.072
kv	0.005	0.007	0.024	0.036
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0.511	0.686	1.927	2.511
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

**TAV. 7 : Inquadramento e Parametri sismici dell'area in base alle N.T.C.**

# Modello di pericolosità sismica MPS04-S1



Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni  
(Coordinate del punto: lat. 45.672 lon. 11.704)

Distanza (Km)	Magnitudo (Mw)										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.0000	15.9000	26.6000	12.9000	5.4000	1.9800	0.1960	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	3.1000	8.1100	6.9600	4.8100	2.7800	0.3640	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	0.0957	1.0300	1.9700	2.2500	1.9800	0.3320	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.0000	0.0175	0.3380	0.7260	0.8960	0.1790	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0223	0.2290	0.4150	0.0958	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0432	0.1680	0.0449	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0029	0.0610	0.0206	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0174	0.0093	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0033	0.0038	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0009	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.06	10.1	0.756

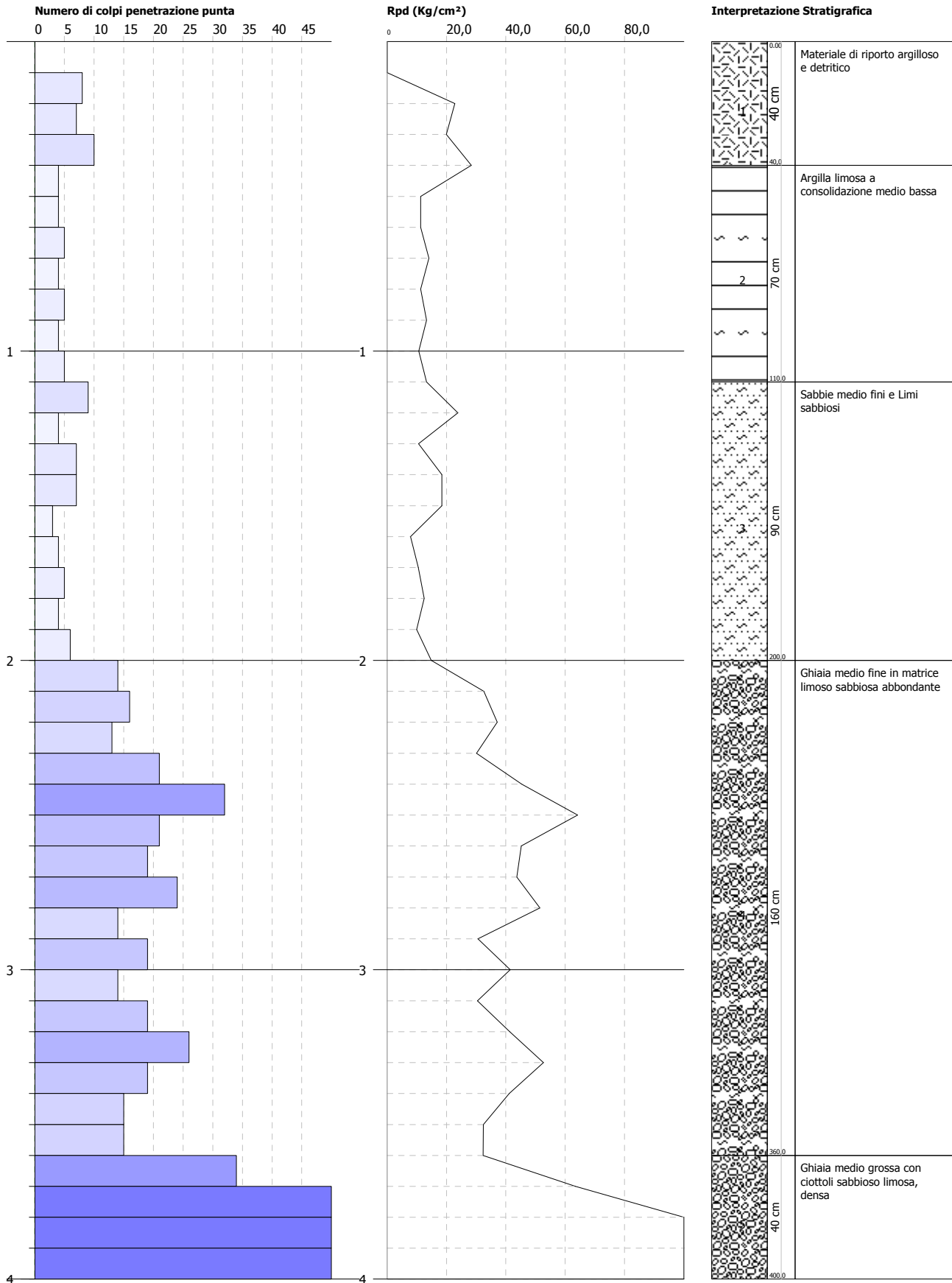
**TAV.8 : Parametri di sorgente sismica ricavati dalla cartografia del INGV per l'area interessata dal PUA Bottelli - Magnitudo attesa 5.06 < 5.5**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1**  
**Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)**

**Committente:** Immobiliare Bottelli Emanuele  
**Cantiere:** via Casaretta  
**Località:** Cittadella

**Data:** 09/11/2021

Scala 1:18

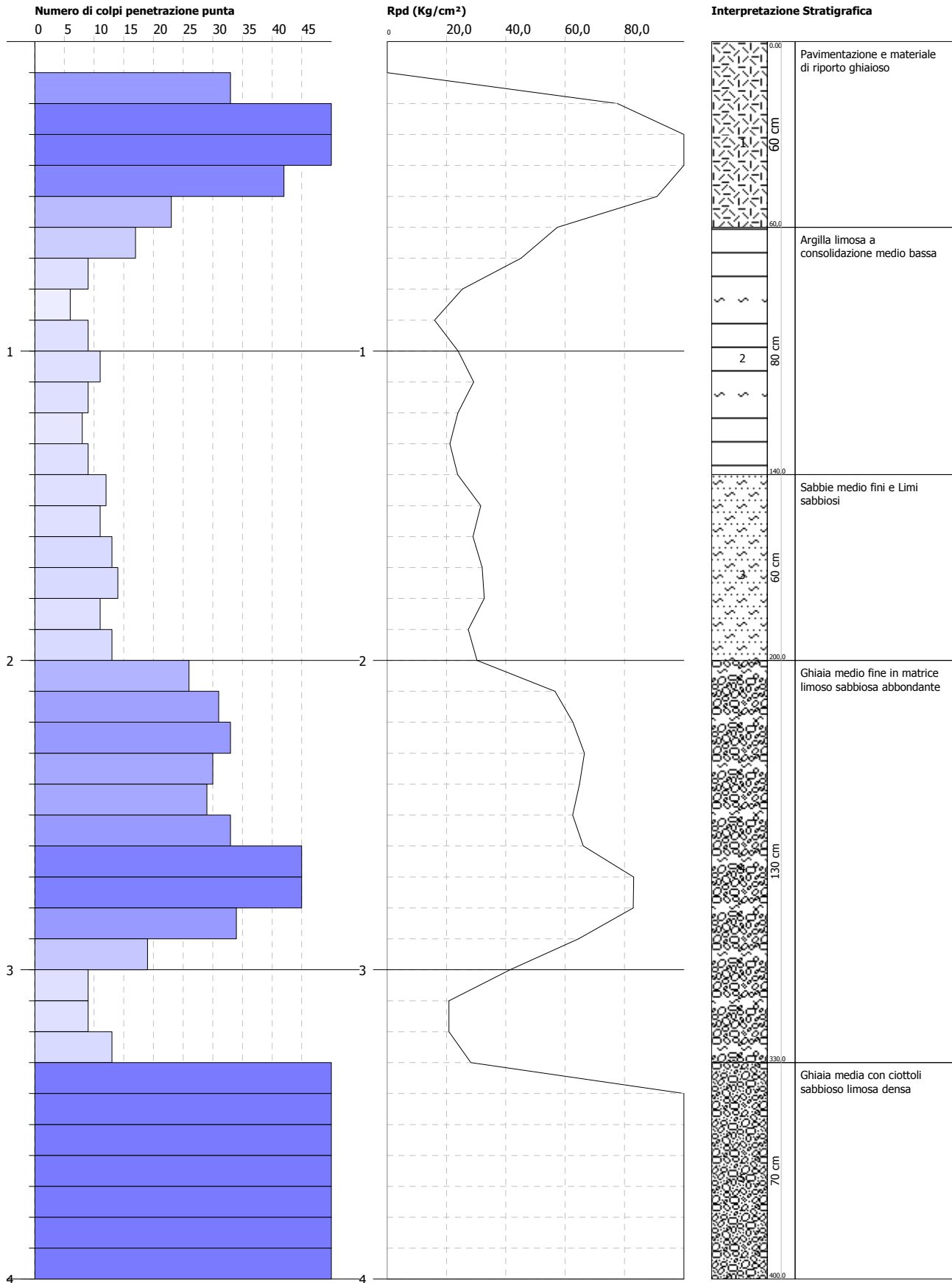


**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2**  
**Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)**

**Committente:** Immobiliare Bottelli Emanuele  
**Cantiere:** via Casaretta  
**Località:** Cittadella

**Data:** 09/11/2021

Scala 1:18

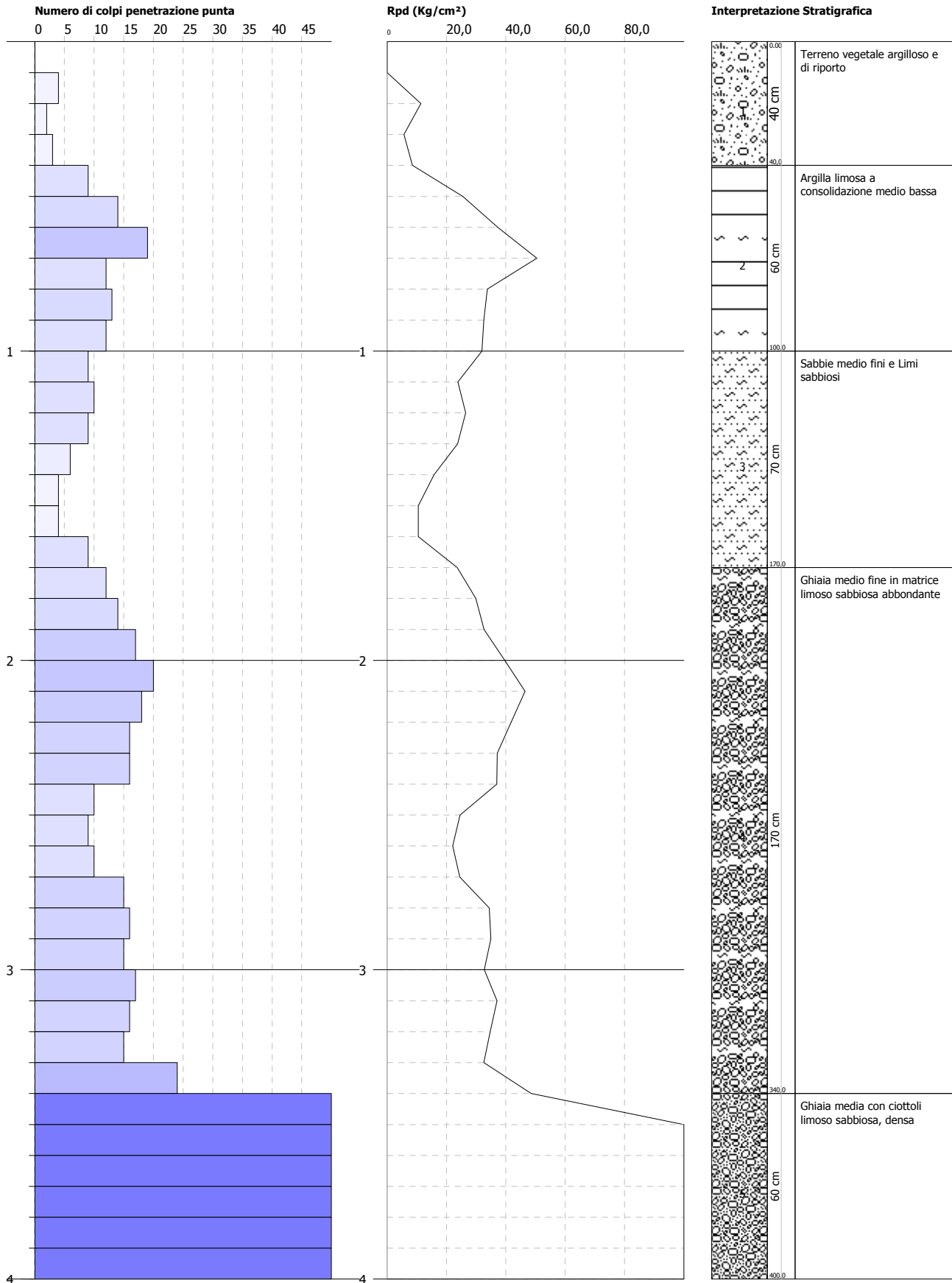


**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3**  
**Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)**

**Committente:** Immobiliare Bottelli Emanuele  
**Cantiere:** via Casaretta  
**Località:** Cittadella

**Data:** 09/11/2021

Scala 1:18





PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: Immobiliare Bottelli Emanuele  
 Cantiere: via Casaretta  
 Località: Cittadella

**Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPM (DL030 10) (Medium)**

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	30 Kg
Altezza di caduta libera	0,20 m
Peso sistema di battuta	21 Kg
Diametro punta conica	35,68 mm
Area di base punta	10 cm <sup>2</sup>
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	2,9 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80 m
Avanzamento punta	0,10 m
Numero colpi per punta	N(10)
Coeff. Correlazione	0,761
Rivestimento/fanghi	Si
Angolo di apertura punta	60 °

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

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

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

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

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

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

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

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura  $\alpha$ )
- avanzamento (penetrazione)  $\delta$
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

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

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

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

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

### penetrometri in uso in Italia

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

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)  
massa battente  $M = 30$  kg, altezza di caduta  $H = 0.20$  m, avanzamento  $\delta = 10$  cm, punta conica ( $\alpha = 60-90^\circ$ ), diametro  $D = 35.7$  mm, area base cono  $A = 10$  cm<sup>2</sup> 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<sup>2</sup> 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<sup>2</sup> 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<sup>2</sup>, rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

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

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi  $N_{spt}$  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 NATIONALE RAILWAY) Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose .
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda)  $s > 15$  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 Dr 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  $\tau$  e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

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

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

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

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

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

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

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

- Robertson 1983  $Q_c$

## Correlazioni geotecniche terreni coesivi

### *Coesione non drenata*

- Benassi & Vannelli- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA 1983.
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con  $N_{spt} < 8$ , argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948). *Cu min-max*.
- Sanglerat, da dati Penetr. Statico per terreni coesivi saturi, tale correlazione non è valida per argille sensitive con sensitività  $> 5$ , per argille sovraconsolidate fessurate e per i limi a bassa plasticità.
- Sanglerat, (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche  $< 10$  colpi, per resistenze penetrometriche  $> 10$  l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche" di Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Coesione non drenata per argille limose e argille di bassa media ed alta plasticità, (Cu-Nspt-grado di plasticità).
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cmq) (valori medi), valida per **argille** e **limi argillosi** con  $N_c=20$  e  $Q_c/N_{spt}=2$ .
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC.
- Fletcher 1965 - (Argilla di Chicago) - Coesione non drenata Cu (Kg/cmq), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità.
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni 1982, valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.
- De Beer.

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

- Robertson 1983  $Q_c$

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

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

DPM (DL030 10) (Medium)  
 09/11/2021  
 4,00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,10	0	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	7	0	0,855	19,98	23,38	1,00	1,17
0,30	7	0	0,853	19,93	23,38	1,00	1,17
0,40	10	0	0,851	28,41	33,40	1,42	1,67
0,50	4	0	0,849	11,34	13,36	0,57	0,67
0,60	4	0	0,847	11,31	13,36	0,57	0,67
0,70	5	0	0,845	14,11	16,70	0,71	0,83
0,80	4	0	0,843	11,27	13,36	0,56	0,67
0,90	5	0	0,842	13,33	15,85	0,67	0,79
1,00	4	0	0,840	10,64	12,68	0,53	0,63
1,10	5	0	0,838	13,28	15,85	0,66	0,79
1,20	9	0	0,836	23,85	28,52	1,19	1,43
1,30	4	0	0,835	10,58	12,68	0,53	0,63
1,40	7	0	0,833	18,48	22,18	0,92	1,11
1,50	7	0	0,831	18,44	22,18	0,92	1,11
1,60	3	0	0,830	7,89	9,51	0,39	0,48
1,70	4	0	0,828	10,49	12,68	0,52	0,63
1,80	5	0	0,826	13,09	15,85	0,65	0,79
1,90	4	0	0,825	9,95	12,06	0,50	0,60
2,00	6	0	0,823	14,89	18,09	0,74	0,90
2,10	14	0	0,772	32,57	42,21	1,63	2,11
2,20	16	0	0,770	37,15	48,24	1,86	2,41
2,30	13	0	0,769	30,13	39,20	1,51	1,96
2,40	21	0	0,717	45,41	63,32	2,27	3,17
2,50	31	0	0,666	62,22	93,47	3,11	4,67
2,60	21	0	0,714	45,22	63,32	2,26	3,17
2,70	19	0	0,763	43,70	57,29	2,18	2,86
2,80	24	0	0,711	51,48	72,36	2,57	3,62
2,90	14	0	0,760	30,60	40,26	1,53	2,01
3,00	19	0	0,759	41,45	54,63	2,07	2,73
3,10	14	0	0,757	30,49	40,26	1,52	2,01
3,20	19	0	0,756	41,30	54,63	2,07	2,73
3,30	26	0	0,705	52,68	74,76	2,63	3,74
3,40	19	0	0,753	41,16	54,63	2,06	2,73
3,50	15	0	0,752	32,44	43,13	1,62	2,16
3,60	15	0	0,751	32,39	43,13	1,62	2,16
3,70	34	0	0,650	63,51	97,76	3,18	4,89
3,80	95	0	0,598	163,46	273,16	8,17	13,66
3,90	100	0	0,597	164,12	274,81	8,21	13,74
4,00	120	0	0,596	196,55	329,77	9,83	16,49

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1**

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m <sup>3</sup> )	Gamma Saturo (t/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Elastico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,4	4,57	Coesivo	1,33	1,83	--	0,60	20,97	45,70	--	--
2	1,1	3,37	Coesivo	1,33	1,83	--	0,43	15,46	33,70	--	--
3	2,0	4,14	Incoerente	1,50	1,88	29,16	--	35,97	---	0,35	247,11
4	3,6	14,27	Incoerente	1,86	1,94	32	--	56,78	146,35	0,33	790,81
5	4,0	66,40	Incoerente	2,35	2,50	46,59	--	163,85	407,00	0,22	3355,45

**PROVA ... Nr.2**

Strumento utilizzato...

DPM (DL030 10) (Medium)

Prova eseguita in data

09/11/2021

Profondità prova

4,00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammessi con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,10	0	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	33	0	0,705	77,65	110,20	3,88	5,51
0,30	60	0	0,653	130,78	200,37	6,54	10,02
0,40	62	0	0,651	134,74	207,05	6,74	10,35
0,50	42	0	0,649	91,01	140,26	4,55	7,01
0,60	23	0	0,747	57,38	76,81	2,87	3,84
0,70	17	0	0,795	45,14	56,77	2,26	2,84
0,80	9	0	0,843	25,35	30,06	1,27	1,50
0,90	6	0	0,842	16,00	19,01	0,80	0,95
1,00	9	0	0,840	23,95	28,52	1,20	1,43
1,10	11	0	0,838	29,21	34,86	1,46	1,74
1,20	9	0	0,836	23,85	28,52	1,19	1,43
1,30	8	0	0,835	21,16	25,35	1,06	1,27
1,40	9	0	0,833	23,75	28,52	1,19	1,43
1,50	12	0	0,831	31,61	38,03	1,58	1,90
1,60	11	0	0,830	28,92	34,86	1,45	1,74
1,70	13	0	0,778	32,05	41,20	1,60	2,06
1,80	14	0	0,776	34,44	44,37	1,72	2,22
1,90	11	0	0,825	27,35	33,17	1,37	1,66
2,00	13	0	0,773	30,31	39,20	1,52	1,96
2,10	26	0	0,722	56,57	78,39	2,83	3,92
2,20	31	0	0,670	62,63	93,47	3,13	4,67
2,30	33	0	0,669	66,53	99,50	3,33	4,97
2,40	30	0	0,717	64,87	90,45	3,24	4,52
2,50	29	0	0,716	62,58	87,44	3,13	4,37
2,60	33	0	0,664	66,09	99,50	3,30	4,97
2,70	45	0	0,613	83,15	135,68	4,16	6,78
2,80	45	0	0,611	82,96	135,68	4,15	6,78
2,90	34	0	0,660	64,53	97,76	3,23	4,89
3,00	19	0	0,759	41,45	54,63	2,07	2,73
3,10	9	0	0,807	20,89	25,88	1,04	1,29
3,20	9	0	0,806	20,86	25,88	1,04	1,29
3,30	13	0	0,755	28,21	37,38	1,41	1,87
3,40	65	0	0,603	112,78	186,90	5,64	9,35
3,50	100	0	0,602	173,14	287,54	8,66	14,38
3,60	86	0	0,601	148,59	247,28	7,43	12,36
3,70	95	0	0,600	163,80	273,16	8,19	13,66
3,80	108	0	0,598	185,83	310,54	9,29	15,53
3,90	110	0	0,597	180,53	302,29	9,03	15,11
4,00	120	0	0,596	196,55	329,77	9,83	16,49

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2**

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m <sup>3</sup> )	Gamma Saturo (t/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Elastico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,6	27,91	Incoerente	2,11	2,50	35,81	--	84,79	214,55	0,3	1485,69
2	1,4	7,42	Coesivo	1,41	1,88	--	0,94	34,04	74,20	--	--
3	2,0	9,38	Incoerente	1,71	1,91	30,63	--	46,73	---	0,34	533,07
4	3,3	20,84	Incoerente	2,01	2,41	33,84	--	70,27	179,20	0,31	1128,96
5	4,0	74,36	Incoerente	2,48	2,50	48,82	--	180,20	446,80	0,2	3732,26



**PROVA ... Nr.3**

Strumento utilizzato...

DPM (DL030 10) (Medium)

Prova eseguita in data

09/11/2021

Profondità prova

4,00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissi con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,10	0	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	4	0	0,855	11,42	13,36	0,57	0,67
0,30	2	0	0,853	5,70	6,68	0,28	0,33
0,40	3	0	0,851	8,52	10,02	0,43	0,50
0,50	9	0	0,849	25,51	30,06	1,28	1,50
0,60	14	0	0,797	37,26	46,75	1,86	2,34
0,70	19	0	0,795	50,45	63,45	2,52	3,17
0,80	12	0	0,843	33,80	40,07	1,69	2,00
0,90	13	0	0,792	32,61	41,20	1,63	2,06
1,00	12	0	0,840	31,93	38,03	1,60	1,90
1,10	9	0	0,838	23,90	28,52	1,20	1,43
1,20	10	0	0,836	26,50	31,69	1,33	1,58
1,30	9	0	0,835	23,80	28,52	1,19	1,43
1,40	6	0	0,833	15,84	19,01	0,79	0,95
1,50	4	0	0,831	10,54	12,68	0,53	0,63
1,60	4	0	0,830	10,52	12,68	0,53	0,63
1,70	9	0	0,828	23,61	28,52	1,18	1,43
1,80	12	0	0,826	31,42	38,03	1,57	1,90
1,90	14	0	0,775	32,70	42,21	1,64	2,11
2,00	17	0	0,773	39,63	51,26	1,98	2,56
2,10	20	0	0,772	46,53	60,30	2,33	3,02
2,20	18	0	0,770	41,80	54,27	2,09	2,71
2,30	16	0	0,769	37,08	48,24	1,85	2,41
2,40	16	0	0,767	37,01	48,24	1,85	2,41
2,50	10	0	0,816	24,59	30,15	1,23	1,51
2,60	9	0	0,814	22,10	27,14	1,10	1,36
2,70	10	0	0,813	24,51	30,15	1,23	1,51
2,80	15	0	0,761	34,44	45,23	1,72	2,26
2,90	16	0	0,760	34,97	46,01	1,75	2,30
3,00	15	0	0,759	32,72	43,13	1,64	2,16
3,10	17	0	0,757	37,02	48,88	1,85	2,44
3,20	16	0	0,756	34,78	46,01	1,74	2,30
3,30	15	0	0,755	32,55	43,13	1,63	2,16
3,40	24	0	0,703	48,54	69,01	2,43	3,45
3,50	58	0	0,602	100,42	166,77	5,02	8,34
3,60	100	0	0,601	172,78	287,54	8,64	14,38
3,70	95	0	0,600	163,80	273,16	8,19	13,66
3,80	110	0	0,598	189,27	316,29	9,46	15,81
3,90	88	0	0,597	144,42	241,83	7,22	12,09
4,00	120	0	0,596	196,55	329,77	9,83	16,49

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.3**

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m <sup>3</sup> )	Gamma Saturo (t/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Elastico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,4	1,71	Coesivo	1,33	1,83	--	0,23	7,85	17,10	--	--
2	1,0	10,02	Coesivo	1,50	1,93	--	1,30	45,97	100,20	--	--
3	1,7	5,55	Incoerente	1,56	1,89	29,55	--	38,86	---	0,34	325,50
4	3,4	11,64	Incoerente	1,78	1,93	31,26	--	51,37	133,20	0,33	652,99
5	4,0	72,42	Incoerente	2,44	2,50	48,28	--	176,22	437,10	0,21	3640,66

## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI A PLATEA A -0.4MT

### NORMATIVE DI RIFERIMENTO

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

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

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

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

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

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

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

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

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

#### **Eurocodice 7**

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

#### **Eurocodice 8**

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

### CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

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

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

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

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

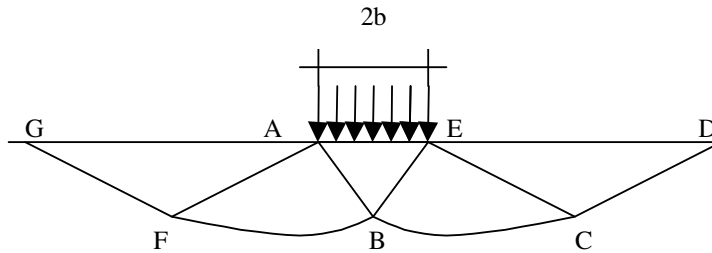
- Materiale privo di peso e quindi  $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$ 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

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

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

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

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



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

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

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

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:

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

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

### Metodo di Terzaghi (1955)

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

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati  $AB$  ed  $EB$  del cuneo di Prandtl una inclinazione  $\psi$  rispetto all'orizzontale,

scegliendo il valore di  $\psi$  in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

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

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

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

b è la semilarghezza della striscia.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

dove:

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

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

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

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

### Formula di Meyerhof (1963)

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

Egli introdusse un coefficiente  $s_q$  che moltiplica il fattore  $N_q$ , fattori di profondità  $d_i$  e di pendenza  $i_i$  per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

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

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

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

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

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

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

fattore di forma:

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

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

fattore di profondità:

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

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

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

inclinazione:

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

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

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

dove :

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

$\theta$  = Inclinazione della risultante sulla verticale.

### Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di Meyerhof; le estensioni consistono nell'introduzione di  $b_i$  che tiene conto

della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore  $g_1$  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:

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

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

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

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

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

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  $N_\gamma$  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'**

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

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

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

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

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

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

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

**Metodo di Richards et. Al.**

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

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

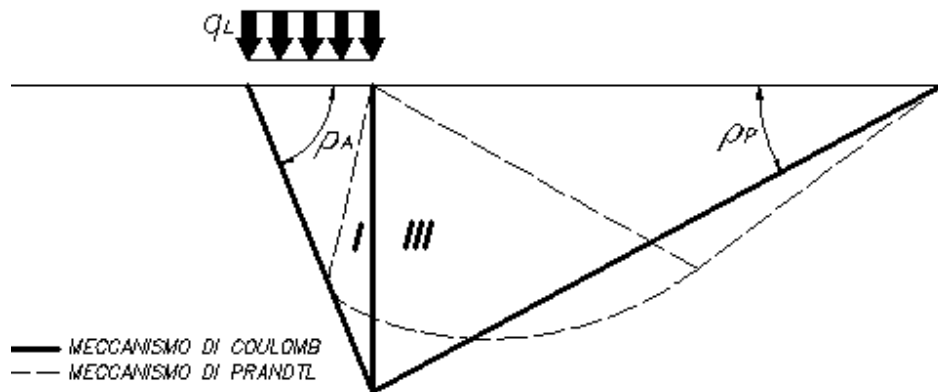
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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



Schema di calcolo del carico limite ( $qL$ )

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

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

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

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

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

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo  $\phi=0.5\delta$ , conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un'analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni  $k_h g$  e  $k_v g$ , agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a  $k_h \gamma$  e  $k_v \gamma$ . Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di  $\rho_A$  e  $\rho_P$ , nonché di  $K_A$  e  $K_P$ , rispettivamente indicate come  $\rho_{AE}$  e  $\rho_{PE}$  e come  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  per denotare le condizioni sismiche:

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

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

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

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

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

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

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

–  $\phi = 30^\circ$

–  $\delta = 15^\circ$

E per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

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

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

## VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata 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,  $\delta$  è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto,  $c_a$  è l'adesione plinto-terreno e  $A'$  è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

### CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

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

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

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

$$N_\gamma = N_q + 1$$

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

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

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

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

### FATTORI CORRETTIVI SISMICI: SHIKHIEV & JAKOVLEV

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

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove  $k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale.

### Calcolo coefficienti sismici

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

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

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

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

$g$  accelerazione di gravità.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$K_v = 0.5 \cdot K_o.$$

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

Suolo di tipo A -  $S=1$ ;

Suolo di tipo B -  $S=1.25$ ;

Suolo di tipo C -  $S=1.25$ ;

Suolo di tipo E -  $S=1.25$ ;

Suolo di tipo D -  $S=1.35$ .

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

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

L'applicazione del **D.M. 88** e successive modifiche ed integrazioni è consentito mediante l'inserimento del coefficiente sismico orizzontale  $K_o$  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,

$\gamma_I$ : fattore di importanza,

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

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

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

Il coefficiente sismico verticale  $K_v$  è definito in funzione di  $K_o$ , 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  $\mu$  = Parametri elastici del terreno.

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

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

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

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

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

Il cedimento dello strato di spessore  $H$  vale:

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

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

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

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

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

## CEDIMENTI EDOMETRICI

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

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

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

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

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

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

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

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

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

dove:

$RR$  Rapporto di ricomprensione;

$CR$  Rapporto di compressione;

$H_0$  spessore iniziale dello strato;

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

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

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

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

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

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

### **Cedimento secondario**

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

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

in cui:

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

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

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

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



## CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

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

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

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

nella quale:

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

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

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

$B/2$  per fondazione circolare o quadrata

$B$  per fondazioni nastriformi

e vale

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

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

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

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

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

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

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

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

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

che tiene conto della profondità del piano di posa.

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

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

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

## CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di

compressibilità  $I_C$  al risultato  $N$  della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

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

nella quale:

$q'$  = pressione efficace lorda;

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

$B$  = larghezza della fondazione;

$I_C$  = indice di compressibilità;

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

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

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

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

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

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

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

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

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

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

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

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

Con

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

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

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

**DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	10,0 m
Lunghezza fondazione	20,0 m
Profondità piano di posa	0,4 m
Altezza di incastro	0,4 m

**SISMA**

Accelerazione massima (ag/g)	0,051
Coefficiente sismico orizzontale	0,0103
Coefficiente sismico verticale	0,0051

**Coefficienti sismici [N.T.C.]****Dati generali**

Descrizione:	
Latitudine:	45,65
Longitudine:	11,77
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

**Parametri sismici su sito di riferimento**

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,42	2,48	0,24
S.L.D.	50,0	0,57	2,48	0,25
S.L.V.	475,0	1,61	2,4	0,3
S.L.C.	975,0	2,11	2,4	0,31

**Coefficienti sismici orizzontali e verticali**

Opera: Stabilità dei pendii

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,504	0,2	0,0103	0,0051
S.L.D.	0,684	0,2	0,014	0,007
S.L.V.	1,932	0,24	0,0473	0,0236
S.L.C.	2,5181	0,28	0,0719	0,036

**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 <sup>3</sup> )	Gams (Kg/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm <sup>2</sup> )	c Corr. (Kg/cm <sup>2</sup> )	cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,4	1800,0	1900,0	28,0	28	0,0	0,0	0,0	75,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,7	1900,0	2100,0	15,0	15	0,6	0,6	0,6	25,49	26,51	0,0	0,0	0,0
0,9	1800,0	1900,0	30,0	30	0,0	0,0	0,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,4	1900,0	2000,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,6	1950,0	2100,0	36,0	36	0,0	0,0	0,0	500,0	0,0	0,0	0,0	0,0

#### Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (Kg/cm <sup>2</sup> )	N (Kg)	Mx (Kg·m)	My (Kg·m)	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Tipo
1	A1+M1+R1	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

#### Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

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

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

Autore: Brinch - Hansen 1970

Pressione limite 2,5 Kg/cm<sup>2</sup>

#### COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 1,0 Kg/cm<sup>3</sup>

#### A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,1
Fattore profondità [Dc]	0,02
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	3,52 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	3,52 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>4,4</b>

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	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	3,5 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	3,5 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>4,37</b>

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,1
Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	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	3,5 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	3,5 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>4,37</b>

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,1
Fattore profondità [Dc]	0,02
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3,52 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	3,52 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>4,4</b>

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,1

Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	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	3,47 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	3,47 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>4,34</b>

### A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,1
Fattore profondità [Dc]	0,02
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	2,53 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	1,41 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>3,17</b>

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	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	2,52 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	1,4 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>3,15</b>

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,1
Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	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	2,52 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	1,4 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>3,15</b>
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,1
Fattore profondità [Dc]	0,02
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	2,53 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	1,41 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>3,17</b>
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,1
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	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	2,5 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	1,39 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>3,12</b>
=====	

### Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,1
Fattore profondità [Dc]	0,02
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	2,53 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	1,41 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>3,17</b>
=====	

=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

=====

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	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	2,52 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	1,4 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>3,15</b>

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

=====

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,1
Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	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	2,52 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	1,4 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>3,15</b>

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

=====

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,1
Fattore profondità [Dc]	0,02
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	2,53 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	1,41 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>3,17</b>

=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

=====

Fattore [Nq]	1,0
--------------	-----



Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,1
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	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	2,5 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	1,39 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>3,12</b>

### CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	0,8 Kg/cm <sup>2</sup>
Spessore dello strato	3,0 m
Profondità substrato roccioso	100,0 m
Modulo Elastico	40,0 Kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	0,35

Coefficiente di influenza I1	0,06
Coefficiente di influenza I2	0,09
Coefficiente di influenza Is	0,1

Cedimento al centro della fondazione	24,88 mm
--------------------------------------	----------

Coefficiente di influenza I1	0,02
Coefficiente di influenza I2	0,06
Coefficiente di influenza Is	0,04
Cedimento al bordo	5,46 mm

**CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI  
DI FONDAZIONI SUPERFICIALI CONTINUE A -3.4MT**

**DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	0,8 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	3,4 m
Altezza di incastro	1,0 m

**SISMA**

Accelerazione massima (ag/g)	0,051
Coefficiente sismico orizzontale	0,0103
Coefficiente sismico verticale	0,0051

**Coefficienti sismici [N.T.C.]**

**Dati generali**

Descrizione:	
Latitudine:	45,65
Longitudine:	11,77
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

**Parametri sismici su sito di riferimento**

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,42	2,48	0,24
S.L.D.	50,0	0,57	2,48	0,25
S.L.V.	475,0	1,61	2,4	0,3
S.L.C.	975,0	2,11	2,4	0,31

**Coefficienti sismici orizzontali e verticali**

Opera: Stabilità dei pendii

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,504	0,2	0,0103	0,0051
S.L.D.	0,684	0,2	0,014	0,007
S.L.V.	1,932	0,24	0,0473	0,0236
S.L.C.	2,5181	0,28	0,0719	0,036

**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 <sup>3</sup> )	Gams (Kg/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm <sup>2</sup> )	c Corr. (Kg/cm <sup>2</sup> )	cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,4	1800,0	1900,0	28,0	28	0,0	0,0	0,0	75,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,7	1900,0	2100,0	15,0	15	0,6	0,6	0,6	25,49	26,51	0,0	0,0	0,0
0,9	1800,0	1900,0	30,0	30	0,0	0,0	0,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,4	1900,0	2000,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,6	1950,0	2100,0	36,0	36	0,0	0,0	0,0	500,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

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

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

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

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: TERZAGHI (1955)

Pressione limite 5,9 Kg/cm<sup>2</sup>

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 2,36 Kg/cm<sup>3</sup>

**A1+M1+R1**

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	37,75
Fattore [Nc]	50,59
Fattore [Ng]	40,05
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,54
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,06

Fattore profondità [Dq]	1,33
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,97
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	13,12 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	13,12 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>6,56</b>

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	47,16
Fattore [Nc]	63,53
Fattore [Ng]	51,7
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	12,99 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	12,99 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>6,5</b>

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	37,75
Fattore [Nc]	50,59
Fattore [Ng]	44,43
Fattore forma [Sc]	1,06
Fattore profondità [Dc]	2,67
Fattore forma [Sq]	1,03
Fattore profondità [Dq]	1,83
Fattore forma [Sg]	1,03
Fattore profondità [Dg]	1,83
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	20,11 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	20,11 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>10,06</b>

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	37,75
--------------	-------

Fattore [Nc]	50,59
Fattore [Ng]	56,31
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,54
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,06
Fattore profondità [Dq]	1,33
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,97
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	14,35 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	14,35 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>7,18</b>
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	37,75
Fattore [Nc]	50,59
Fattore [Ng]	53,4
Fattore forma [Sc]	1,05
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,05
Fattore profondità [Dq]	1,33
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
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	14,06 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	14,06 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>7,03</b>
=====	

**A2+M2+R2**

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	15,48
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,54
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,05
Fattore profondità [Dq]	1,39
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,97
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	6,33 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	3,52 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>3,17</b>

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22,9
Fattore [Nc]	37,68
Fattore [Ng]	20,32
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	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	5,94 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	3,3 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>2,97</b>

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	16,12
Fattore forma [Sc]	1,05
Fattore profondità [Dc]	2,48
Fattore forma [Sq]	1,02
Fattore profondità [Dq]	1,74
Fattore forma [Sg]	1,02
Fattore profondità [Dg]	1,74
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	8,58 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	4,77 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>4,29</b>
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	22,96
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,54
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,05
Fattore profondità [Dq]	1,39
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,97
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	6,9 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	3,83 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>3,45</b>
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	20,64
Fattore forma [Sc]	1,04
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,04
Fattore profondità [Dq]	1,39
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
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	6,71 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	3,73 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>3,35</b>
=====	

### Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	15,48
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,54
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,05
Fattore profondità [Dq]	1,39
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,97
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]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	6,29 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	3,5 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>3,15</b>
=====	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	22,9
Fattore [Nc]	37,68
Fattore [Ng]	20,32
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	5,9 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	3,28 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>2,95</b>
=====	

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)



Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	16,12
Fattore forma [Sc]	1,05
Fattore profondità [Dc]	2,48
Fattore forma [Sq]	1,02
Fattore profondità [Dq]	1,74
Fattore forma [Sg]	1,02
Fattore profondità [Dg]	1,74
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	8,53 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	4,74 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>4,26</b>

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	22,96
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,54
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,05
Fattore profondità [Dq]	1,39
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,97
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]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	6,86 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	3,81 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>3,43</b>

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	20,64
Fattore forma [Sc]	1,04
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0

Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,04
Fattore profondità [Dq]	1,39
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
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]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	6,66 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	3,7 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>3,33</b>
=====	

#### CEDIMENTI ELASTICI

=====	
Pressione normale di progetto	2,0 Kg/cm <sup>2</sup>
Spessore dello strato	10,0 m
Profondità substrato roccioso	100,0 m
Modulo Elastico	500,0 Kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	0,3
=====	
Coefficiente di influenza I1	1,05
Coefficiente di influenza I2	0,07
Coefficiente di influenza Is	1,09
=====	
Cedimento al centro della fondazione	2,51 mm
=====	
Coefficiente di influenza I1	0,84
Coefficiente di influenza I2	0,11
Coefficiente di influenza Is	0,9
Cedimento al bordo	1,04 mm
=====	