



**REGIONE CAMPANIA**  
**Struttura di missione Ecoballe UOD 01**

Accordo Quadro triennale per l'affidamento di servizi di ingegneria e architettura - Lotto 2: Prov. (CE)

CIG: 73541547DC CUP: B93G17007480006

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROGETTISTI:



Capogruppo mandataria



Mandante



Mandante

**Progettazione definitiva per la realizzazione dell'impianto per il trattamento della frazione organica in Casal di Principe (CE)**

CAPOPROGETTO:  
Dott. Ing. Rocco Martello

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:  
Dott. Ing. Simone Venturini

RESPONSABILE UNICO DEL  
PROCEDIMENTO:  
Dott.ssa Ing. Liliana Monaco



TITOLO DELL'ELABORATO

**DOCUMENTI GENERALI  
RELAZIONI SPECIALISTICHE  
RELAZIONE GEOTECNICA**

ELABORATO. N°

**RS-R-002-03**

SCALA:

NOME FILE:  
II091P-CP-PD-RS-R-002-03.docx

| REVISIONE | N. | DATA       | DESCRIZIONE               | REDATTO   | CONTROLLATO | APPROVATO    |
|-----------|----|------------|---------------------------|-----------|-------------|--------------|
|           | 0  | 15/09/2019 | Prima emissione           | P.SMORGON | R. MARTELLO | S. VENTURINI |
|           | 1  | 20/12/2019 | Seconda emissione         | P.SMORGON | R. MARTELLO | S. VENTURINI |
|           | 2  | 20/04/2020 | Terza emissione           | P.SMORGON | R. MARTELLO | S. VENTURINI |
|           | 3  | 20/11/2021 | Revisione per validazione | P.SMORGON | R. MARTELLO | S. VENTURINI |

## INDICE

|           |                                                              |           |
|-----------|--------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>1</b>  | <b>PREMESSA</b>                                              | <b>6</b>  |
| <b>2</b>  | <b>OGGETTO E SCOPO</b>                                       | <b>7</b>  |
| <b>3</b>  | <b>ASSETTO STRATIGRAFICO E PIEZOMETRICO DI RIFERIMENTO</b>   | <b>8</b>  |
|           | 3.1 Assetto stratigrafico                                    | 8         |
|           | 3.2 Assetto piezometrico                                     | 8         |
| <b>4</b>  | <b>INDAGINE GEOGNOSTICA</b>                                  | <b>9</b>  |
| <b>5</b>  | <b>ANALISI DEI DATI</b>                                      | <b>10</b> |
|           | 5.1 Prove in sito                                            | 10        |
|           | 5.2 Prove di laboratorio                                     | 14        |
| <b>6</b>  | <b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b>                          | <b>20</b> |
| <b>7</b>  | <b>AZIONE SISMICA</b>                                        | <b>22</b> |
| <b>8</b>  | <b>VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE</b>                            | <b>23</b> |
| <b>9</b>  | <b>CONSIDERAZIONI SU INTERVENTI DI PROGETTO</b>              | <b>25</b> |
|           | 9.1 Scavi                                                    | 25        |
|           | 9.2 Livello di falda e piano di posa delle fondazioni        | 25        |
|           | 9.3 Materiali da costruzione                                 | 26        |
|           | 9.4 Modulo di sottofondo per il calcolo della pavimentazione | 27        |
|           | 9.5 Analisi cedimenti                                        | 27        |
| <b>10</b> | <b>CONCLUSIONI</b>                                           | <b>29</b> |

ALLEGATO 1 – Correlazioni usate per l’interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche standard SPT

ALLEGATO 2 – Soil Test s.r.l. – Campagna di indagini geognostiche nell’ambito del progetto definitivo dei “Lavori di realizzazione dell’impianto di compostaggio del Comune di Casal di Principe”

ALLEGATO 3 – Soil Test s.r.l. – “Aggiornamento Letture Piezometriche – Marzo 2020”

## INDICE DELLE FIGURE

|                                                                                                  |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| FIG. 3-1 – Assetto stratigrafico e Piezometrico di riferimento – Monitoraggio piezometrico ..... | 8  |
| FIG. 5-1 – Analisi dei dati – prove in sito: prove penetrometriche dinamiche standard SPT .....  | 11 |
| FIG. 5-2 – Analisi dei dati – prove in sito: prova MASW .....                                    | 12 |
| FIG. 5-3 – Analisi dei dati – prove in sito: prova HVSr .....                                    | 13 |
| FIG. 5-4 – Analisi dei dati – Prove di Laboratorio: granulometrie .....                          | 14 |
| FIG. 5-5 – Analisi dei dati – Prove di laboratorio: peso di volume .....                         | 15 |
| FIG. 5-6 – Analisi dei dati – Prove di laboratorio: prova di taglio diretto .....                | 16 |
| FIG. 5-7 – Analisi dei dati – Prove di laboratorio: prova edometrica .....                       | 17 |
| FIG. 5-8 – Analisi dei dati – Prove di laboratorio: prova di permeabilità in edometro .....      | 18 |
| FIG. 8-1 – Verifica alla liquefazione – CSR e CRR con la profondità’ .....                       | 23 |

## INDICE DELLE TABELLE

|                                                                                        |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------|----|
| TAB 4-1 – Indagine geognostica – Sondaggi, prove in sito e campioni .....              | 9  |
| TAB 6-1 – Caratterizzazione geotecnica – Stratigrafia media .....                      | 21 |
| TAB 6-2 – Caratterizzazione geotecnica – Parametri di resistenza e deformabilità ..... | 21 |

### **LISTA TAVOLE GRAFICHE ALLEGATE**

- II09P-CP-PD-GE-D-010 – Planimetria ubicazione indagini e layout di progetto
- II09P-CP-PD-GE-D-011 – Planimetria geologica di superficie ed ubicazione indagini
- II09P-CP-PD-GE-D-012 – Planimetria geomorfologica
- II09P-CP-PD-GE-D-013 – Planimetria idrogeologica
- II09P-CP-PD-GE-D-014 - Planimetria della pericolosità idraulica
- II09P-CP-PD-GE-D-015 - Planimetria del rischio idraulico
- II09P-CP-PD-GE-D-016 – Sezione geologica 1-1
- II09P-CP-PD-GE-D-017 – Sezione geotecnica 1-1

### **DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA**

- Progetto di fattibilità tecnico – economica – Impianto per il trattamento della frazione organica da raccolta differenziata da realizzarsi nel comune di Casal di Principe (CE) – Elaborato N.03 - Relazione geologica.
- Technital, 2019 – Progettazione definitiva per la realizzazione dell'impianto per il trattamento della frazione organica in Casal di Principe (CE) – Relazione geologica.
- Soil Test s.r.l., 2019 – Campagna di indagini geognostiche nell'ambito del progetto definitive dei “Lavori di realizzazione dell'impianto di compostaggio del Comune di Casal di Principe”.
- Soil Test s.r.l. – “Aggiornamento Letture Piezometriche – Marzo 2020”

### **BIBLIOGRAFIA**

- Bjerrum L. (1963) – “*Contribution to the discussion*”, Sect.6, 6<sup>th</sup> E.C.S.M.F.E. Wiesbaden, Vol.2: 135-137;
- CIRIA (1995) – “Report 143 – 1995: The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use”, London UK;
- Décourt L. – “General report/Discussion session 2: SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments in in-situ testing – Part 2: The standard penetration test, state-of-the-art report”;
- De Mello V. – “The Standard Penetration Test” – Fourth Panamerican Conference;
- Idriss I.M. and Boulanger R.W. (2006) - “Semi-Empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes”, J. of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 26: 115-130;
- Skempton A.W. (1986) – “Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation” – Géotechnique 36, No 3, 425-447;
- Sorensen K.K., Okkels N. (2013) – “Correlation between drained shear strength and plasticity index of undisturbed overconsolidated clays” – Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 423-428;
- Stroud M.A. (1974) – “The Standard Penetration Test in insensitive clays and soft-rocks” – Proc. ESOPTI 2 (2): 367-375;
- Stroud M.A. (1989) – “The Standard Penetration Test – Its application and interpretation” – Proc. ICE Conf. on Penetration Testing in the UK, Birmingham – Thomas Telford, London.

## LISTA DI SIMBOLI E UNITA'

- $\gamma$  (kN/m<sup>3</sup>) = peso dell'unità di volume
- $w$  (%) = contenuto naturale di acqua
- $LL$  (%) = limite liquido
- $LP$  (%) = limite plastico
- $IP$  (%) = indice di plasticità
- $G_s$  (-) = peso specifico
- $e_0$  (-) = indice dei vuoti in sito
- $e_{max}$  (-) = indice dei vuoti massimo
- $e_{min}$  (-) = indice dei vuoti minimo
- $Dr$  (%) = densità relativa =  $(e_{max}-e_0)/(e_{max}-e_{min})$
- $\sigma_{v0}$  (kPa) = sforzo verticale totale
- $\sigma'_{v0}$  (kPa) = sforzo verticale efficace
- $u_0$  (kPa) = pressione idrostatica
  
- $c'$  (kPa) = coesione efficace (condizione drenata)
- $\phi'$  (°) = angolo di attrito di picco (condizione drenata)
- $E$  (MPa) = modulo elastico operativo resistenza mobilitata tra 25-45%
- $G_0$  (MPa) = modulo di taglio iniziale (1E-6% deformazione)
- $k_0$  (-) = coefficiente di spinta laterale a riposo
- $\nu$  (-) = coefficiente di Poisson
- $k$  (m/s) = coefficiente di permeabilità
- $p_a$  (kPa) = pressione atmosferica
- $g$  (m/s<sup>2</sup>) = accelerazione di gravità
- $V_s$  (m/s) = velocità onde di taglio
  
- $N_{SPT}$  (colpi/0,3 m) = numero di colpi misurato di SPT (Standard Penetration Test) per una penetrazione della punta di 0.3 m
- $N_1$  (colpi/0,3 m) = numero di colpi SPT normalizzato a 1 atm
- $N_{60}$  (colpi/0,3 m) = numero di colpi SPT per una energia di trasmissione del 60%
- $(N_1)_{60}$  (colpi/0,3 m) = numero di colpi SPT normalizzato a 1 atm e per una energia di trasmissione del 60%

## 1 PREMESSA

Il progetto definitivo dell'impianto per il trattamento della frazione organica in Casal di Principe (CE) rientra all'interno dell'Accordo Quadro Triennale per l'affidamento di servizi di ingegneria e architettura quali studi di fattibilità tecnica ed economica e/o la progettazione definitiva e/o esecutiva per la realizzazione e/o la trasformazione e/o l'ampliamento di impianti per il trattamento della frazione organica in Regione Campania.

La presente relazione riporta l'analisi delle prove in sito e di laboratorio, eseguite durante i mesi di giugno e luglio 2019 a supporto del presente progetto, definendo così i parametri di resistenza e di deformabilità dei terreni di fondazione e la loro classificazione sismica.

Successivamente si presentano i risultati delle analisi di liquefazione, stabilità e cedimenti inerenti alle opere in progetto.

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



## 2 OGGETTO E SCOPO

L'oggetto del presente rapporto è l'area di realizzazione del nuovo impianto per il trattamento della frazione organica in Casal di Principe (CE).

Lo scopo è quello di definire da un lato i parametri di resistenza e di deformabilità dei terreni di fondazione da impiegare nelle verifiche geotecnico – strutturali e dall'altro di definire l'azione sismica di progetto ed il rischio alla liquefazione dei terreni di fondazione.

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



### 3 ASSETTO STRATIGRAFICO E PIEZOMETRICO DI RIFERIMENTO

#### 3.1 Assetto stratigrafico

L'analisi dei sondaggi, delle prove in sito e di laboratorio ha portato a definire delle unità stratigrafiche, che risultano essere omogenee in termini di granulometria, plasticità, grado di consistenza o addensamento. Ne deriva che tali unità risultano essere omogenee anche dal punto di vista del comportamento geotecnico, pertanto si tratta di unità geotecniche.

Le unità geotecniche sono n.3 ed hanno una giacitura sub-orizzontale e si susseguono dal piano campagna nel seguente ordine:

- Unità 1: limo sabbioso/limo con sabbia, mediamente consistente, colore grigio – verde. I primi 0.8 m sono composti da terreno vegetale;
- Unità 2: sabbia ghiaioso – limosa, addensata, colore grigio – verde;
- Unità 3: sabbia limosa, localmente ghiaiosa, con intercalazioni di limo sabbioso, addensata, colore beige – marrone.

#### 3.2 Assetto piezometrico

La FIG. 3-1 riporta le letture del monitoraggio piezometrico eseguito nei due piezometri PZ1 e PZ2 tra i mesi di luglio 2019 e marzo 2020.

Il livello freatico di falda ha variabilità stagionale in rapporto alla entità delle precipitazioni locali, con profondità variabile tra 1 e 2 m dal p.c. quindi ad una quota assoluta variabile tra circa +3 /+4 m l.m.m.

FIG. 3-1 – ASSETTO STRATIGRAFICO E PIEZOMETRICO DI RIFERIMENTO – MONITORAGGIO PIEZOMETRICO

| Data       | PZ1(m da p.c.) | PZ2(m da p.c.) |
|------------|----------------|----------------|
| 16/07/2019 | -2.70          | -2.55          |
| 17/07/2019 | -2.00          | -2.05          |
| 19/07/2019 | -2.00          | -1.90          |
| 23/07/2019 | -2.00          | -1.90          |
| 04/09/2019 | -1.90          | -1.80          |
| 08/01/2020 | -1.05          | -1.00          |
| 05/03/2020 | -1.00          | -0.95          |

#### 4 INDAGINE GEOGNOSTICA

Si sono eseguiti n.2 sondaggi a carotaggio continuo della lunghezza di 20 e 35 m, all'interno dei quali sono state realizzate in tutto n.18 prove penetrometriche dinamiche standard SPT con punta aperta.

Sono stati installati n.2 piezometri a tubo aperto finestrati per l'intera profondità, i primi 2 m dal piano campagna sono ciechi, per evitare l'ingresso delle acque di ruscellamento/superficiali.

I campioni disturbati, prelevati tramite campionatore SPT, sono stati usati per prove di classificazione, mentre i parametri di resistenza al taglio e di deformabilità sono stati definiti su n.5 campioni indisturbati.

Sono stati scavati n.3 pozzetti, dove sono stati prelevati per ciascuno di essi n.2 campioni rimaneggiati e si è effettuata una prova di carico su piastra ad una profondità di circa 0.1 m dal piano campagna.

I campioni prelevati dai pozzetti sono serviti per eseguire prove di classificazione e prove di compattazione e CBR.

La classificazione sismica dei terreni di fondazione è avvenuta in accordo con quanto indicato dalle NTC2018 ovvero eseguendo le indagini geofisiche MASW e HVSr.

La TAB 4-1 riporta per ciascun sondaggio le prove in sito ed i campioni prelevati.

| TAB 4-1 – INDAGINE GEOGNOSTICA – SONDAGGI, PROVE IN SITO E CAMPIONI |          |                               |             |              |              |
|---------------------------------------------------------------------|----------|-------------------------------|-------------|--------------|--------------|
| Sondaggio<br>(n.)                                                   | L<br>(m) | Piezometro<br>(m)             | SPT<br>(n.) | C.I.<br>(n.) | C.D.<br>(n.) |
| S01                                                                 | 35       | 35                            | 12          | 4            | 12           |
| S02                                                                 | 20       | 20                            | 6           | 1            | 6            |
| Totale                                                              | 55       | 55                            | 18          | 5            | 18           |
| Note:                                                               |          |                               |             |              |              |
| 1 – Piezometri a tubo aperto                                        |          | 3) C.I. campione indisturbato |             |              |              |
| 2 – Prova SPT a punta aperta                                        |          | 4) C.D. campione disturbato   |             |              |              |

## 5 ANALISI DEI DATI

### 5.1 Prove in sito

#### Prove penetrometriche dinamiche standard SPT

Sono state eseguite n.18 prove SPT con punta aperta all’interno dei sondaggi S01 e S02, la FIG. 5-1 riporta l’interpretazione cumulata con la stratigrafia media di riferimento.

Le correlazioni utilizzate per l’analisi delle SPT sono quelle definite dalla bibliografia internazionale e sono riportate nell’Allegato 1.

L’unità 1 possiede un angolo di attrito  $\Phi'$  variabile tra 30 – 36 ( $^{\circ}$ ), un modulo elastico operativo E tra 5 e 10 (MPa) e dei valori di modulo di taglio iniziale  $G_0$  e di velocità delle onde di taglio Vs crescenti con la profondità e rispettivamente pari a 20 – 23 (MPa) e 100 – 110 (m/s).

L’unità 2 possiede un angolo di attrito  $\Phi'$  variabile tra 38 – 41 ( $^{\circ}$ ), un modulo elastico operativo E tra 15 e 25 (MPa) e dei valori di modulo di taglio iniziale  $G_0$  e di velocità delle onde di taglio Vs crescenti con la profondità e rispettivamente pari a 37 – 93 (MPa) e 140 – 220 (m/s).

L’unità 3 possiede un angolo di attrito  $\Phi'$  variabile tra 34 – 37 ( $^{\circ}$ ), un modulo elastico operativo E tra 30 e 50 (MPa) e dei valori di modulo di taglio iniziale  $G_0$  e di velocità delle onde di taglio Vs crescenti con la profondità e rispettivamente pari a 146 – 209 (MPa) e 278 – 330 (m/s).

I valori delle onde di taglio Vs risultano essere in buon accordo con quelli misurati tramite prova MASW, si veda capitolo di riferimento.

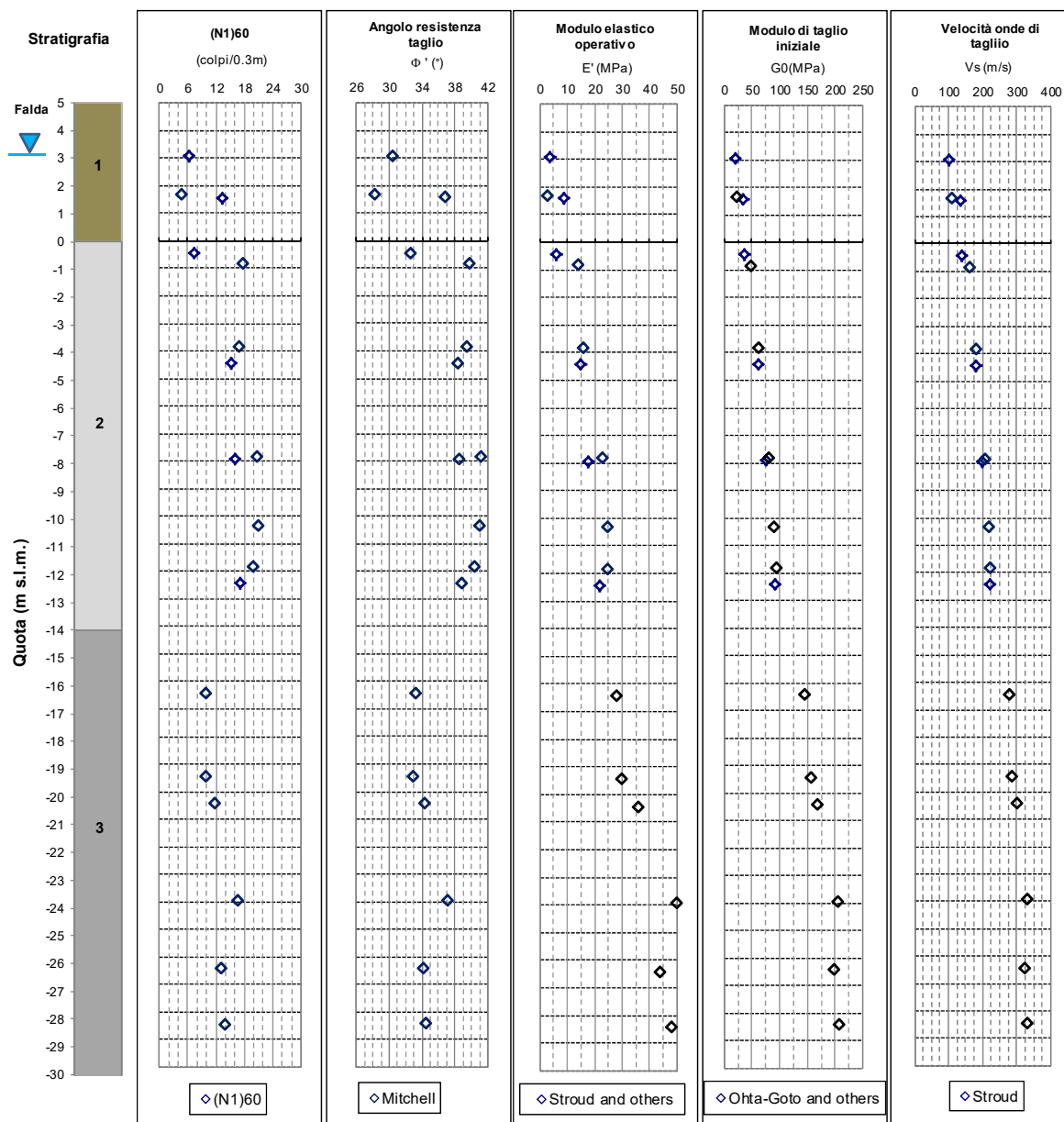


FIG. 5-1 – ANALISI DEI DATI – PROVE IN SITO: PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE STANDARD SPT

### Indagini geofisiche

La prova MASW, si veda FIG. 5-2, ha definito a partire dal piano campagna i seguenti spessori di terreno con le seguenti velocità delle onde di taglio:

1. spessore di 1.94 (m) con  $V_s = 101$  (m/s);
2. spessore di 5.29 (m) con  $V_s = 157$  (m/s);
3. spessore di 15.29 (m) con  $V_s = 250.9$  (m/s);
4. spessore infinito con  $V_s = 402$  (m/s).

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



In base ai suddetti spessori è possibile definire le seguenti velocità per le unità geotecniche di progetto:

- unità 1 con  $V_s = 101 - 157$  (m/s);
- unità 2 con  $V_s = 157 - 250.9$  (m/s);
- unità 3 con  $V_s = 402$  (m/s).

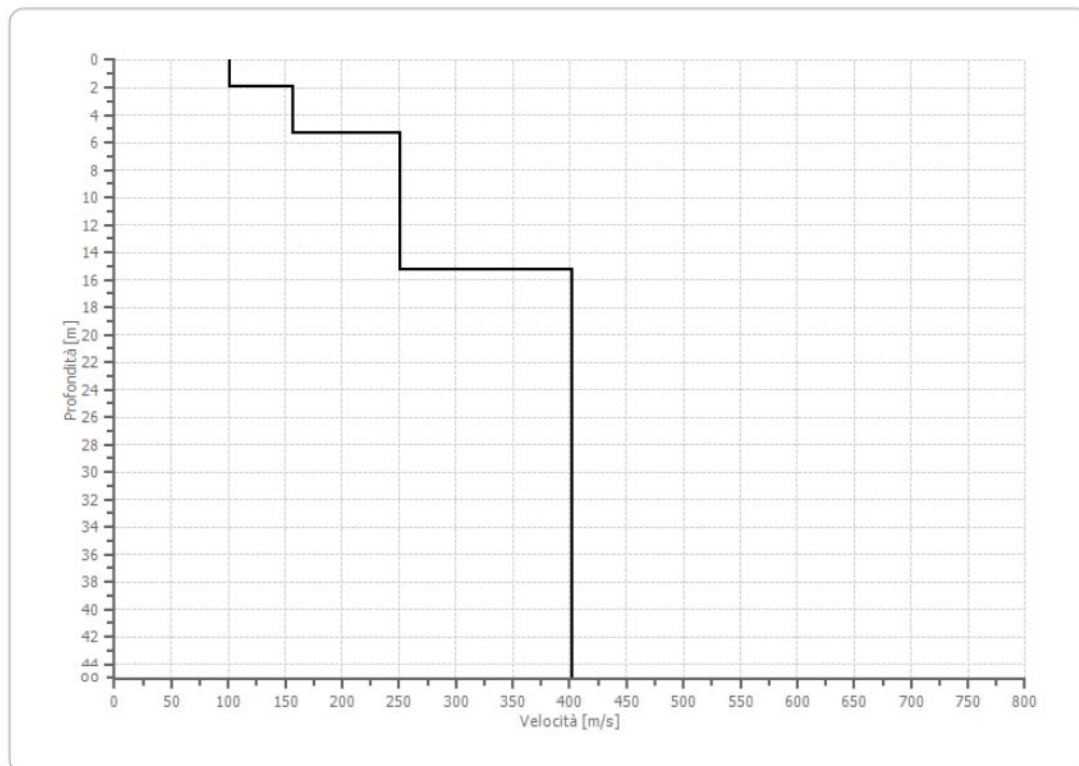


FIG. 5-2 – ANALISI DEI DATI – PROVE IN SITO: PROVA MASW

La prova HVSR indica una frequenza di picco del terreno pari a quella di risonanza di  $7.32 \pm 0.83$  (Hz), si veda FIG. 5-3.

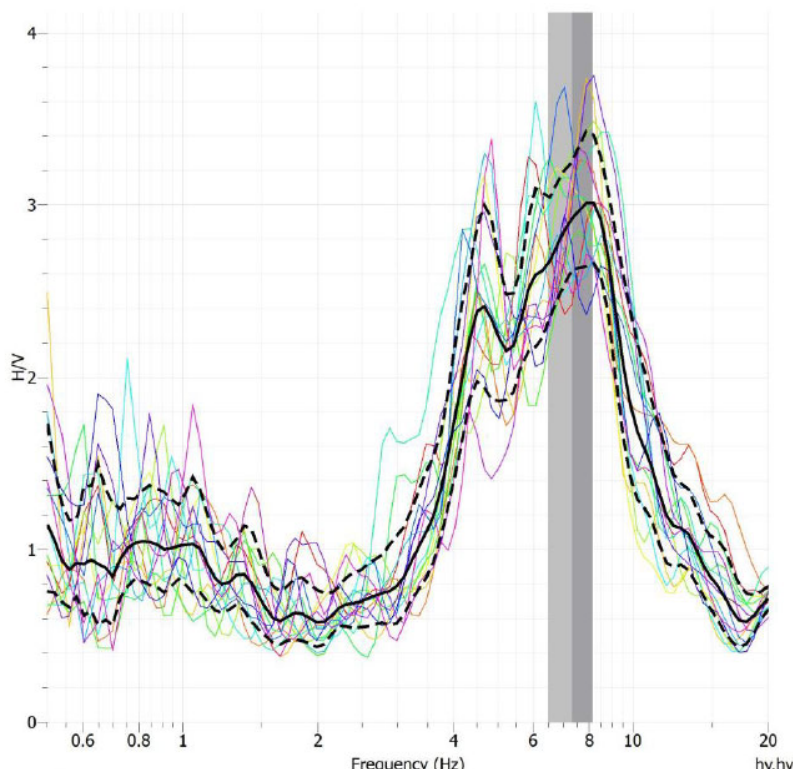


FIG. 5-3 – ANALISI DEI DATI – PROVE IN SITO: PROVA HVSR

#### Prove di carico su piastra

Sono stati scavati tramite mezzo meccanico n.3 pozzetti fino alle profondità di 2.8 – 2.9 m dalla superficie.

Lo spessore del terreno vegetale è compreso tra 0.7 e 0.8 m.

Si sono eseguite n.3 prove di carico statico con piastra circolare (spessore 20 mm e diametro di 300 mm) ad una profondità di circa 0.1 m dalla superficie, quindi all’interno del terreno vegetale.

L’intervallo di carico considerato è tra 0.05 – 0.15 (MPa), per il quale il modulo di piastra al primo ciclo (carico vergine) è pari a  $Md_1 = 44.8 - 50.8$  (MPa) e quello al secondo ciclo (ricarico) è pari a  $Md_2 = 54.5 - 57.7$  (MPa).

Questi valori risultano essere molto al di sopra dei valori del modulo di deformabilità E, derivato dalle SPT, inoltre non sono congruenti con la natura alluvionale recente dei depositi.

Si ritiene pertanto che tali valori non siano rappresentati delle caratteristiche reali dei terreni e non saranno considerati per la caratterizzazione geotecnica dei terreni.

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



## 5.2 Prove di laboratorio

### Granulometria e plasticità

La FIG. 5-4 riporta la granulometria dei terreni di fondazione in rapporto alla stratigrafia media di progetto sulla base delle analisi eseguite sui campioni prelevati dai sondaggi (disturbati ed indisturbati) e dai pozzetti.

Le unità stratigrafiche risultano avere la seguente composizione granulometrica:

- Unità 1 con ghiaia < 5%, sabbia 10 – 15 %, fine 85 – 90 %;
- Unità 2 con ghiaia 20 – 25 %, sabbia 40 – 50 %, fine 25 – 30 %;
- Unità 3 con ghiaia 5 – 25 %, sabbia 30 – 50 %, fine 35 – 40 %.

Le prove indicano che la frazione fine sia sempre non plastico.

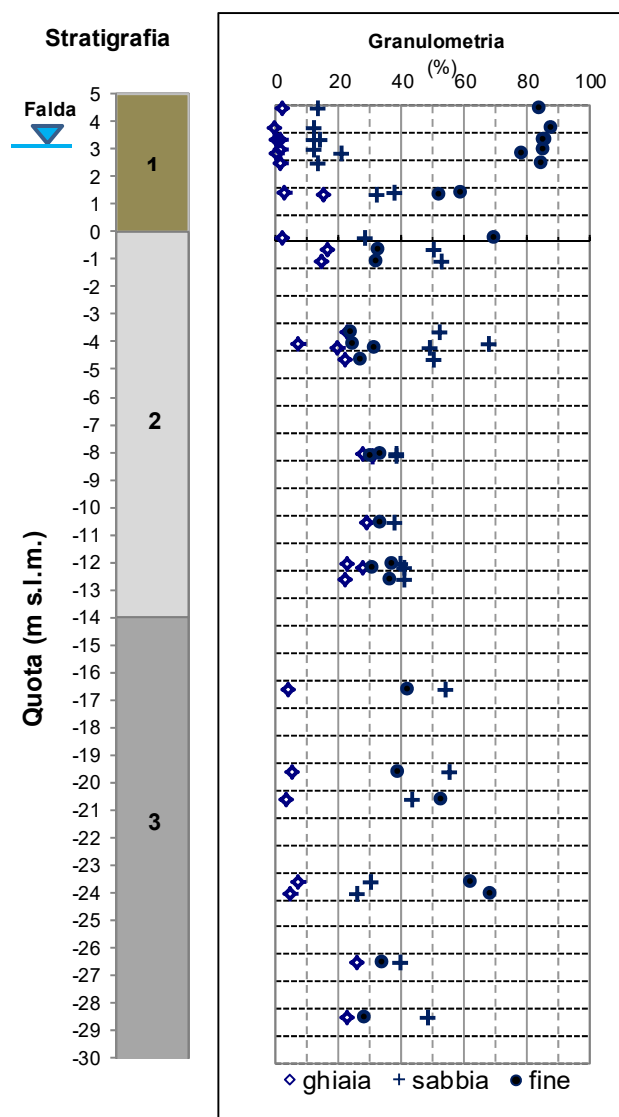


FIG. 5-4 – ANALISI DEI DATI – PROVE DI LABORATORIO: GRANULOMETRIE

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



### Peso di volume, contenuto d’acqua ed indice dei vuoti

Sono stati prelevati n.5 campioni indisturbati tipo Shelby all’interno delle unità 1, 2 e 3, con valori di peso di volume  $\gamma$  compresi tra 16.85 e 17.76 (KN/m<sup>3</sup>), si veda FIG. 5-5, in accordo con la porosità delle particelle di natura piroclastica, infatti il peso specifico dei grani  $G_s$  è di 2.53 – 2.56. I valori di peso di volume non possono essere ritenuti rappresentativi dell’intera massa delle unità stratigrafiche n.2 e 3 a causa della loro composizione essenzialmente granulare.

Il contenuto d’acqua  $w_n$  varia tra 37 e 44 (%) in relazione al contenuto di fine, tutti i campioni sono stati prelevati sotto falda. L’indice dei vuoti  $e_0$  è compreso tra 0.95 e 1.2 con una porosità  $n$  del 49 – 54 (%).

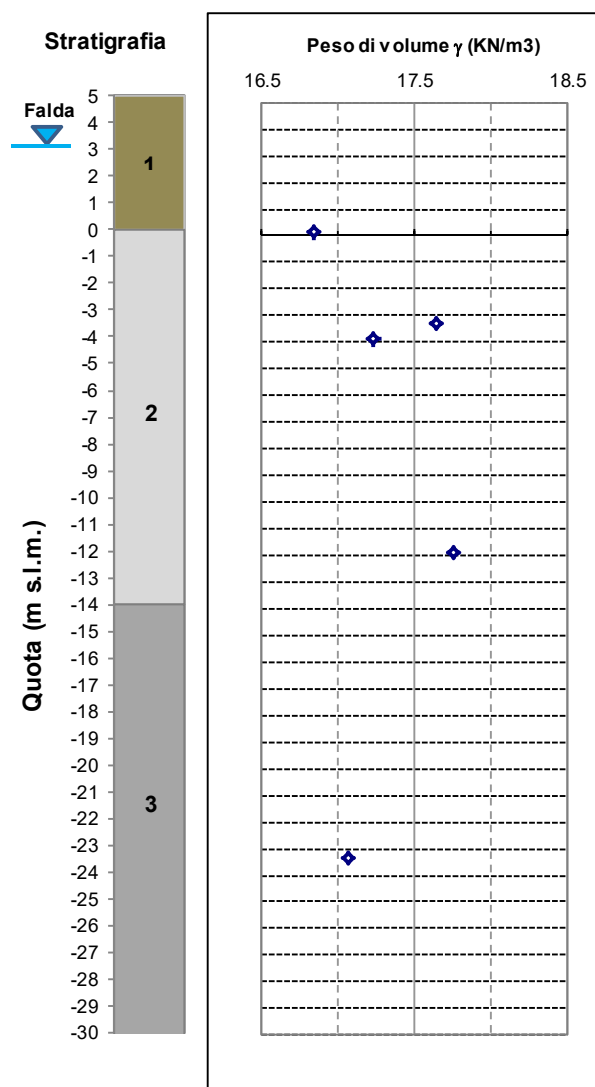


FIG. 5-5 – ANALISI DEI DATI – PROVE DI LABORATORIO: PESO DI VOLUME

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



### Resistenza al taglio drenata

Sono state eseguite n.3 prove di taglio diretto drenate sui campioni indisturbati con contenuto di fine maggiore.

I valori di coesione drenata  $c'$  valgono 2.8 – 4.3 (KPa), mentre l’angolo di attrito efficace  $\Phi'$  varia tra 26 – 32 ( $^\circ$ ), si veda FIG. 5-6.

Questi risultati non possono essere rappresentativi del valore dell’angolo di attrito della massa delle unità stratigrafiche n.2 e 3 a causa della loro natura essenzialmente granulare, si veda FIG. 5-4.

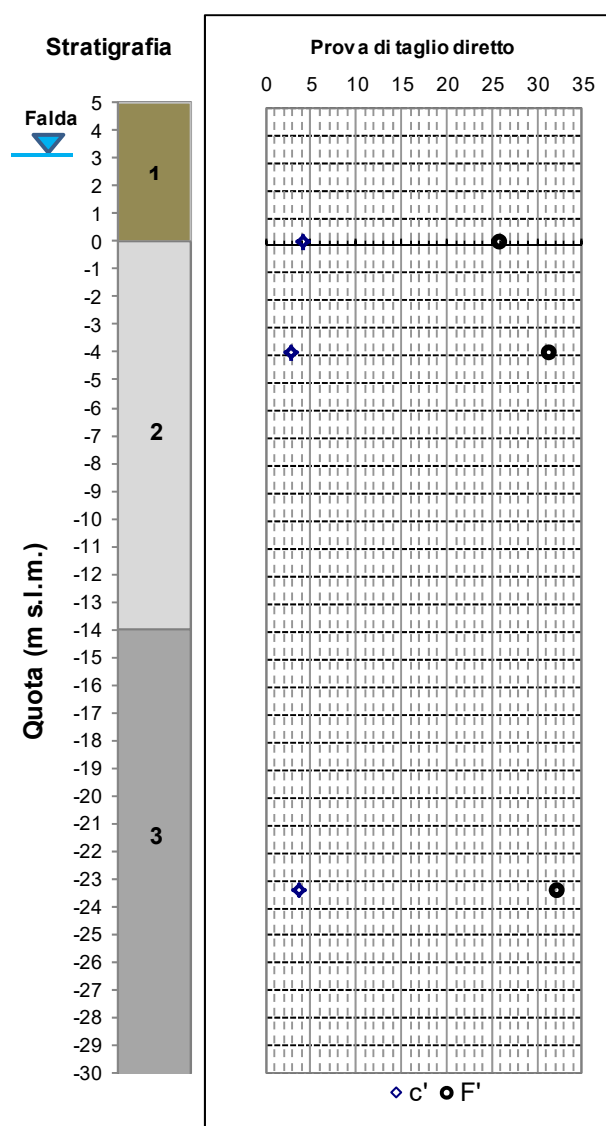


FIG. 5-6 – ANALISI DEI DATI – PROVE DI LABORATORIO: PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



### Compressibilità edometrica

Sono state eseguite n.4 prove di compressibilità edometrica su campioni indisturbati, si veda FIG. 5-7, dei quali tuttavia n.3 campioni possiedono una frazione fine al 30% ed n.1 solo campione al 70%. Il campione più fine è stato prelevato al passaggio tra le unità 1 e 2 e presenta un valore del rapporto di compressione CR di 0.16 e di ricompressione RR di 0.007 con moduli di compressione Md e di ricompressione Mr rispettivamente pari a 6.8 e 66 (MPa). Il coefficiente di consolidazione  $c_v$  vale  $3E-7$   $m^2/s$ ). I campioni con frazione fine al 30% sono invece caratterizzati da valori di CR ed RR pari rispettivamente a 0.145 – 0.16 e 0.004 – 0.005 e di moduli Md e Mr tra 10.4 – 19.5 (MPa) e tra 73 – 78 (MPa).

Tali valori risultano essere tendenzialmente in accordo con quelli derivati dalla interpretazione delle prove SPT.

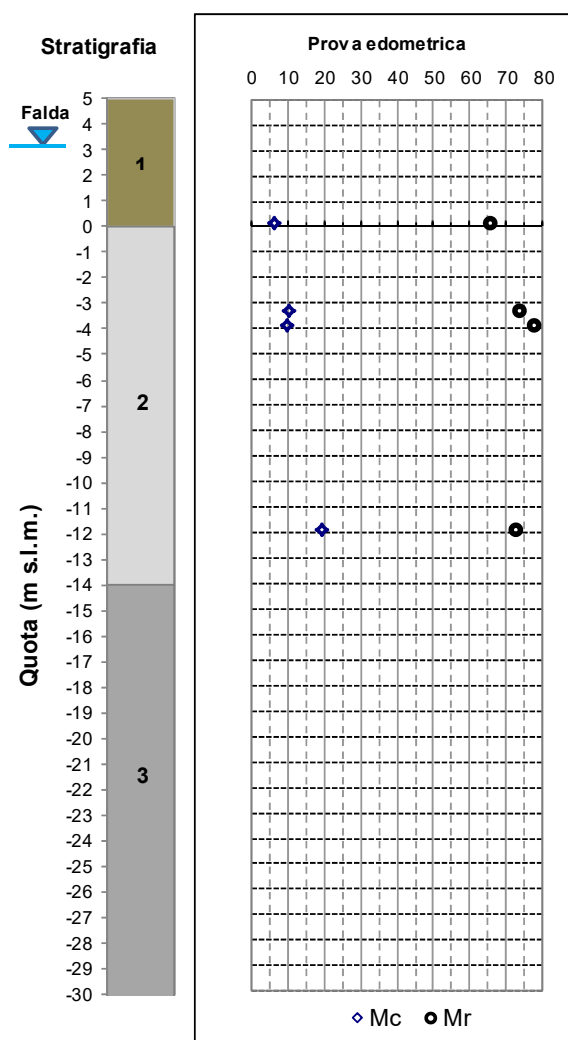


FIG. 5-7 – ANALISI DEI DATI – PROVE DI LABORATORIO: PROVA EDOMETRICA

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



### Prova di permeabilità in edometro

Sono state eseguite n.4 prove di permeabilità in cella edometrica, che hanno fornito dei valori di permeabilità verticale  $k_v$  tra  $1.5E-7$  e  $3.1E-6$  (m/s), si veda FIG. 5-8.

Questi valori sono congruenti con la natura granulometrica dei terreni.

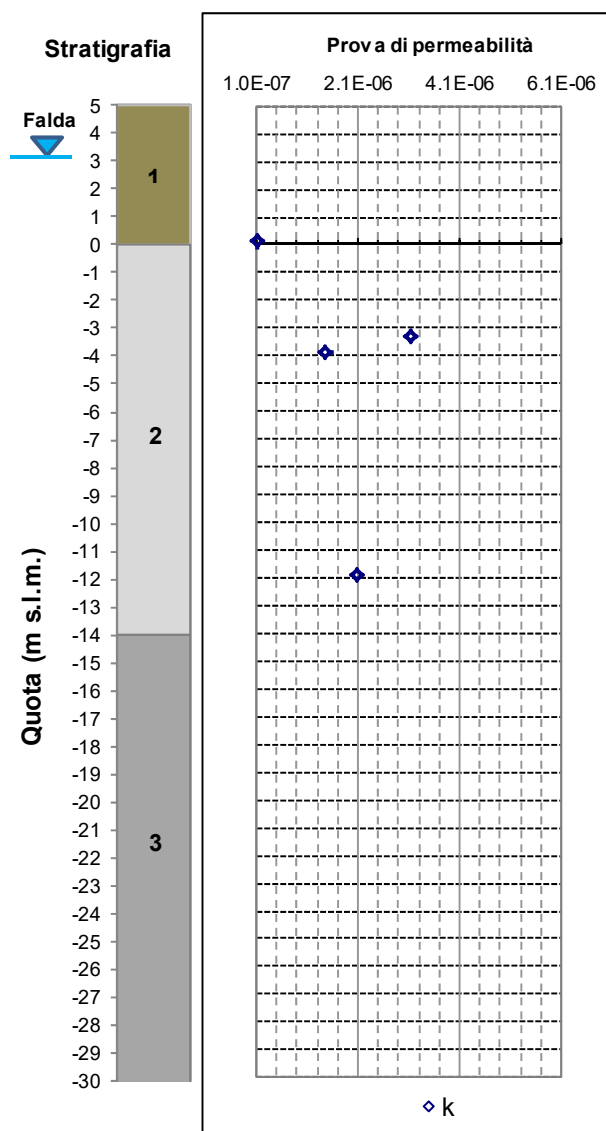


FIG. 5-8 – ANALISI DEI DATI – PROVE DI LABORATORIO: PROVA DI PERMEABILITA’ IN EDMETRO

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



### Prova di compattazione e CBR

Sono stati prelevati n.3 campioni rimaneggiati dai pozzetti di scavo per l'esecuzione di prove di compattazione con energia modificata, ottenendo per l'ottimo di compattazione dei valori di peso di volume  $\gamma_{d_{max}}$  di 17.8 – 18.6 (KN/m<sup>3</sup>) e di contenuto d'acqua  $w_{opt}$  = 18 – 19 (%).

Su questi campioni senza imbibizione è stata eseguita la prova CBR, che ha fornito dei valori tra 44 – 50 (%).

Tali campioni sono stati prelevati all'interno dell'unità n.1.

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



## 6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione è stata definita sulla base dei risultati di tutte le prove in sito e di laboratorio effettuate dall'indagine a supporto del progetto definitivo.

I terreni di progetto sono risultati essere non plastici a causa della loro natura essenzialmente vulcanica, pertanto se si assume cautelativamente per l'unità 1 come riferimento un  $IP = 5-10\%$  e si applica la relazione:

$\Phi' = 43 - \log IP$  (Sorensen e Okkels, 2013) per terreni NC

si ottiene  $\Phi' = 33-36^\circ$ .

Il valore di  $\Phi'$  stimato da SPT secondo Mitchell (1978) fornisce un valore medio di  $32^\circ$ , ne deriva che sulla base di queste considerazioni è stato assunto un valore di progetto di  $34^\circ$ .

Il valore degli angoli di attrito delle unità granulari 2 e 3 derivano direttamente dalla interpretazione delle prove SPT.

Per quanto riguarda il valore del modulo  $E$ , questo è stato definito sulla base sia delle prove SPT che dei valori di  $V_s$  tramite le correlazioni tra  $G_0/E_0$  e  $E/E_0$  per tutte le unità 1, 2 e 3.

Si è deciso di assumere un valore di coesione non nullo a causa di una lieve pre-consolidazione dei depositi, come indicato dalle prove edometriche, che può essere ragionevolmente spiegato più che per motivi meccanici per effetti secondari di modesta cementazione a causa della natura essenzialmente piroclastica dei depositi.

I parametri di consolidazione dell'unità stratigrafica 1 sono stati definiti sulla base di una prova edometrica, quelle eseguite nell'unità 2 non sono considerate come rappresentative della massa dell'unità a causa della sua natura essenzialmente granulare.

La permeabilità è stata definita sulla base della granulometria dei terreni e dei risultati delle prove di permeabilità in cella edometrica.

I valori di velocità delle onde di taglio  $V_s$  sono stati acquisiti tramite prova MASW, valori analoghi sono stati ottenuti dalla interpretazione delle prove SPT.

La TAB 6-1 riporta l'assetto stratigrafico medio dell'area di progetto, mentre la TAB 6-2 illustra i parametri geotecnici di progetto.

Si rimanda al capitolo di riferimento per considerazioni in merito al livello piezometrico di progetto.

TAB 6-1 – CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA – STRATIGRAFIA MEDIA

| Unità<br>(n.) | Profondità<br>(m da p.c.) | Note                                                                                                                           |
|---------------|---------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1             | Da p.c. a 5               | Limo sabbioso/limo con sabbia, mediamente consistente, colore grigio – verde. I primi 0.8 m sono composti da terreno vegetale. |
| 2             | 5 - 19                    | Sabbia ghiaioso – limosa, addensata, colore grigio – verde.                                                                    |
| 3             | >19                       | Sabbia limosa, localmente ghiaiosa, con intercalazioni di limo sabbioso, addensata, colore beige – marrone.                    |

TAB 6-2 – CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA – PARAMETRI DI RESISTENZA E DEFORMABILITÀ

| Unità<br>(n.) | $\gamma$<br>(KN/m <sup>3</sup> ) | $c'$<br>(KPa) | $\Phi'$<br>(°) | E<br>(MPa) | CR<br>(-) | RR<br>(-) | Cv<br>(m <sup>2</sup> /s) | $\nu$<br>(-) | k<br>(m/s) | Vs<br>(m/s) |
|---------------|----------------------------------|---------------|----------------|------------|-----------|-----------|---------------------------|--------------|------------|-------------|
| 1             | 18.5                             | 5             | 34             | 15         | 0.16      | 0.016     | 3E-7                      | 0.35         | 1E-7       | 150         |
| 2             | 18.0                             | 2             | 38             | 20         | -         | -         | -                         | 0.30         | 2E-6       | 250         |
| 3             | 18.0                             | 4             | 36             | 40         | -         | -         | -                         | 0.30         | 5E-7       | 400         |

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



## 7 AZIONE SISMICA

La “*Relazione geologica*” ha stabilito per il sito di progetto, applicando il programma del Ministero dei Trasporti Spettri-NTCver.1.0.3, un valore di accelerazione massima orizzontale su suolo rigido ag pari a 0.107g per un tempo di ritorno dell’evento sismico di  $T_R = 475$  anni.

La classe d'uso è stata infatti definita dal progettista delle opere in funzione di quanto indicato nelle NTC18, assumendo una Classe d'uso II. Si ritiene infatti che le caratteristiche della classe d'uso III in termini di affollamento significativo non siano corrispondenti alle opere di progetto, che non possono essere classificate nemmeno come industrie pericolose per l'ambiente né come dighe o reti viarie la cui interruzione comporti situazioni di emergenza.

La prova MASW ha acquisito una velocità delle onde di taglio nei primi 30 m, essendo il substrato a profondità maggiori, di  $V_{s30} = 226.5$  (m/s), che identifica un terreno di fondazione di categoria sismica C.

L’accelerazione massima alla superficie  $ag_{max}$  è dunque pari a:

$$ag_{max} = ag \times S_S \times S_T = 0.107 \times 1.5 \times 1.0 = 0.1605 \text{ (g)}$$

con

$$ag = 0.107 \text{ (g)}$$

$$S_S = 1.5$$

$$S_T = 1.0 \text{ (superficie pianeggiante)}$$

La prova HVSR indica una frequenza di picco del terreno o di risonanza di  $7.32 \pm 0.83$  (Hz).

## 8 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

La verifica alla liquefazione è stata condotta secondo la metodologia indicata da Boulanger e Idriss (2006).

È stata assunta una falda a 1.5 m al di sotto del piano campagna ed i valori dei colpi SPT ( $N_1$ )<sub>60</sub>, normalizzati per la profondità e per l’energia trasmessa, sono stati corretti tenendo conto di una frazione fine FC del 30%.

Si è quindi provveduto a definire il fattore medio di correzione per la magnitudo MSF, definito per la magnitudo di progetto  $M_w = 6.2$ , che risulta essere inferiore rispetto a quella di riferimento  $M_w = 7.5$  utilizzata nel metodo.

La FIG. 8-1 riporta l’andamento del rapporto di resistenza ciclica CRR con la profondità, che risulta essere sempre maggiore della resistenza al taglio ciclica CSR sia per  $M_w = 6,2$  che per  $M_w = 7,06$ , pertanto la verifica è soddisfatta e non sussiste alcun rischio alla liquefazione.

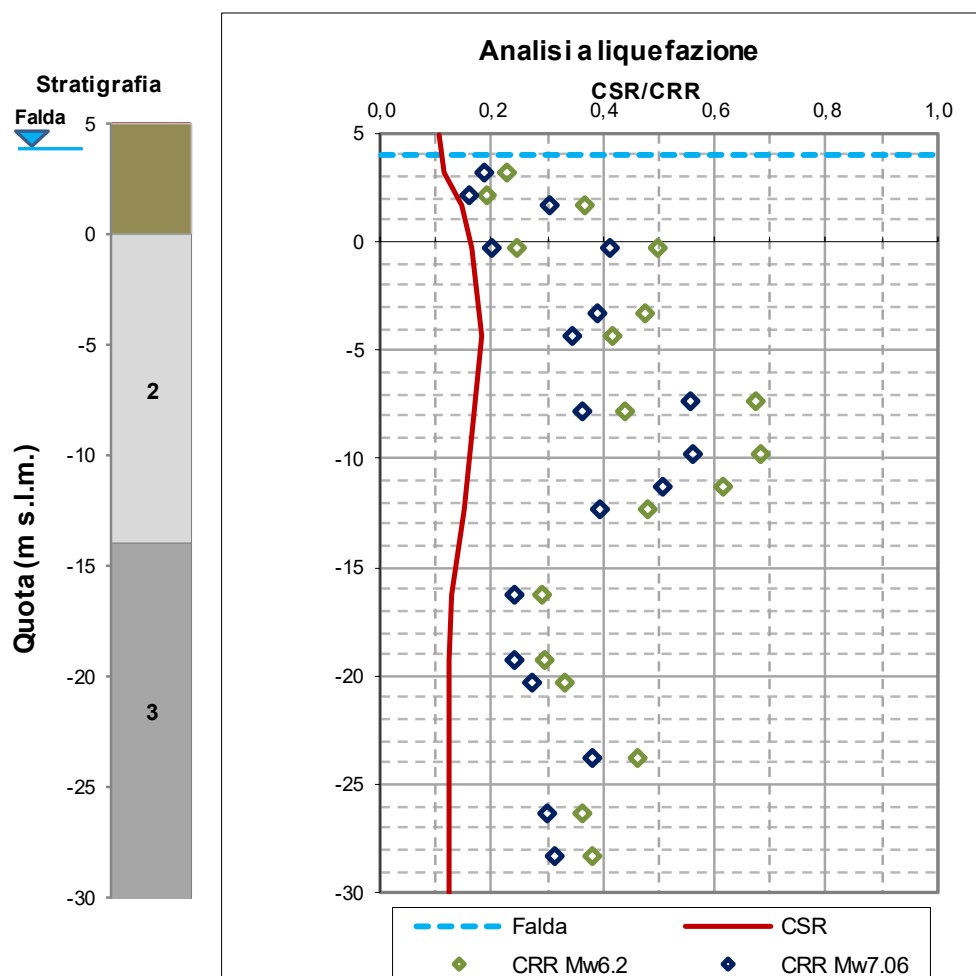


FIG. 8-1 – VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE – CSR E CRR CON LA PROFONDITÀ

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



Il valore di  $M_w = 6.2$ , usato nell'analisi, deriva dal grafico di disaggregazione del sito INGV. La Protezione Civile fornisce un criterio, che però non è codificato dalla Normativa in quanto non è il solo e risulta essere ampiamente conservativo, assumendo il valore di  $M_w$  più alto della zona sismogenetica di riferimento. In questo caso il valore sarebbe  $M_w = 7.06$  dato dalla zona 927, mentre la zona 928 ha  $M_w = 5.91$ . L'area di progetto si colloca ad una distanza inferiore dalla zona 928, pertanto avrà una  $M_w$  prossima a quella di tale settore, infatti  $M_w = 6.2$  è superiore a  $M_w = 5.91$  ma inferiore a  $7.06$ .

Il fattore di sicurezza  $F_s = CRR/CSR$  per  $M_w = 6.2$  varia tra  $1.4 - 4.0$  con valori crescenti con la profondità, mentre per  $M_w = 7.06$  varia tra  $1.2 - 3.5$ , che in entrambi i casi risultano essere decisamente superiori a  $F_s = 1$  da NTC18.

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



## 9 CONSIDERAZIONI SU INTERVENTI DI PROGETTO

### 9.1 Scavi

Si procederà a realizzare uno scotico sull'intera area di progetto per uno spessore di 0.2 m, a partire da questo nuovo piano di lavoro si procederà a realizzare gli scavi necessari per la realizzazione delle opere in progetto.

In particolare per la viabilità interna si eseguirà lo scavo necessario per la posa della pavimentazione, come indicato nei documenti di progetto.

La compattazione del piano di scavo, al di sotto del quale il terreno si trova nelle sue condizioni naturali di contenuto d'acqua, verrà fatta con un numero elevato di passate, al fine di raggiungere le condizioni di portanza richieste.

Il piano di posa delle fondazioni sarà livellato ed opportunamente compattato, si stenderà quindi uno strato di allettamento in magrone al di sopra del quale le fondazioni saranno gettate.

### 9.2 Livello di falda e piano di posa delle fondazioni

Le misure piezometriche disponibili al momento della redazione del presente rapporto indicano una chiara stagionalità in relazione agli apporti meteorici, con soggiacenza variabile tra 1 e 2 m dal p.c.

Le letture con i livelli di falda ad 1 m dal pc sono state effettuate durante un periodo estremamente piovoso, che ha determinato una infiltrazione d'acqua importante nel sottosuolo sull'intera area agricola.

L'intervento di progetto di fatto andrà ad impermeabilizzare l'intera area tramite la creazione di piazzali, riducendo così il volume di acqua infiltrato ed il conseguente incremento del livello piezometrico.

A titolo cautelativo le verifiche geotecniche delle fondazioni dovranno essere eseguite per una profondità di falda di 1 m dal piano campagna.

Per limitare necessari locali aggotamenti in fase di cantiere, è da prediligere tale lavorazione nei periodi estivi con livelli di falda più bassi. Qualora ciò non fosse possibile, si dovranno adottare le misure necessarie per aggotare temporaneamente la falda durante lo scavo e la posa delle fondazioni, con metodi tipo well-point o equivalenti.

Nell'elaborato II091P-CP-PD-RS-R-04-02 di Progetto Definitivo, Cap. 5, e negli allegati relativi alle indagini ambientali svolte è data evidenza che il risultato delle indagini dell'acqua di falda è coerente con i valori limite di cui alla Tabella 2 dell'Allegato 5 al Titolo V della Parte Quarta del D.Lgs. 152/06 e s.m.i.

L'acqua emunta dal sottosuolo pertanto potrà essere immessa nella rete di canali esistenti.

### 9.3 Materiali da costruzione

Il materiale di scotico (terreno vegetale), derivante dallo scavo dei primi 0.2 m dal piano campagna, sarà utilizzato per la realizzazione delle opere a verde.

Il materiale proveniente invece dagli scavi al di sotto dei primi 0.2 m potrà essere usato sia per le opere a verde che per la realizzazione dei rilevati.

Nel primo caso il materiale dovrà essere semplicemente compattato, mentre nel secondo dovrà essere stabilizzato con calce viva, secondo una percentuale che potrà variare tra 2 – 3 %. La percentuale precisa di legante sarà definita prima dell'inizio dei lavori tramite opportune prove.

La stabilizzazione a calce del terreno scavato assorbirà un importante contenuto d'acqua per lo sviluppo delle reazioni chimiche, ne deriva che il contenuto finale d'acqua del terreno non sarà elevato e comunque sarà oggetto delle dovute verifiche in sito da parte della DL.

Tutti i materiali usati per la costruzione dei rilevati dovranno essere compattati con un opportuno numero di passate, che dovranno essere definite dall'Impresa prima dell'inizio dei lavori con un campo prova dedicato (onere dell'Impresa), che dovrà essere definito insieme alla DL e che dovrà fornire per ciascun materiale usato lo spessore degli strati da compattare, la tipologia ed il peso di rullo da impiegare, il numero di passate e la frequenza delle vibrazioni (energia di compattazione), i parametri dell'ottimo di compattazione (contenuto d'acqua e peso di volume) in sito rapportati a quelli di laboratorio, le percentuali e la tipologia dei leganti da usare per la stabilizzazione.

In vista della stabilizzazione a calce dei terreni è importante la definizione del contenuto di sostanza organica, che influenza la percentuale di legante da utilizzare.

In tal senso si specifica, che le schede dei pozzetti e dei sondaggi individuano un livello superiore di limo sabbioso-argilloso di colore grigio-scuro e spesso 0,7-0,9 m, che è stato impropriamente definito terreno vegetale. Infatti la parte di terreno vegetale in senso stretto è limitata ai primi 0,15-0,2 m, dove sono presenti le radici ed i semi delle essenze locali.

Il materiale usato per i rilevati deriva dallo scavo delle fondazioni, pertanto si tratta di terreno per lo più non vegetale.

Tale aspetto dovrà essere indagato dalla sperimentazione di laboratorio, che dovrà definire la tipologia e percentuale di legante da usare in funzione delle caratteristiche dei terreni e delle prestazioni richieste.

A valle di tale sperimentazione la DL ne valuterà i costi in rapporto all'approvvigionamento da cava.

In generale le attività ed i risultati del campo prova dovranno essere necessariamente riferiti agli esiti della sperimentazione di laboratorio.

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



Se il materiale proveniente dagli scavi non fosse sufficiente per il fabbisogno dei rilevati (strade, piazzali, capannoni etc) allora si dovrà recuperare il materiale da cava, che dovrà ricadere all'interno delle classi A1, A3, A2-4 e A2-5 (classificazione AASTHO). In alternativa potrà essere utilizzato dell'aggregato riciclato, che dovrà possedere adeguate caratteristiche granulometriche, di resistenza ed ambientali in accordo con la Normativa vigente.

Si potrà utilizzare come materiale di rinterro delle fondazioni lo stesso materiale proveniente dallo scavo delle fondazioni stesse.

I materiali utilizzati per la costruzione dei rilevati, delle opere a verde e di rinterro delle fondazioni dovranno essere opportunamente compattati.

La scelta dei materiali da costruzione sarà effettuata dalla D.L. a seconda della loro disponibilità e del relativo prezzo nel rispetto delle caratteristiche prestazionali in rapporto alla destinazione d'uso.

#### 9.4 Modulo di sottofondo per il calcolo della pavimentazione

Il materiale di sottofondo del pacchetto della pavimentazione potrà derivare dagli scavi, solo dopo sua stabilizzazione con legante idraulico, oppure da cava.

Si è assunto per il calcolo del pacchetto della pavimentazione un valore di modulo di piastra  $M_d = 20$  (MPa), relativo alla condizione a seguito della compattazione dei suddetti materiali.

Il valore di 20 MPa è riferito al piano di posa dell'intero pacchetto della pavimentazione comprensivo del suo strato di base ovvero è riferito al terreno compattato usato per la costruzione dei rilevati. Il valore è stato definito sulla base dell'esperienza del Progettista in terreni analoghi. Sulla base di questo valore è stata dimensionata la pavimentazione in accordo con i carichi di progetto.

#### 9.5 Analisi cedimenti

Lo spessore dell'unità 1, che possiede le caratteristiche geotecniche più scadenti, è ridotto al di sotto del piano di posa delle fondazioni, pertanto non concorre allo sviluppo di importanti cedimenti.

Si sono calcolati i cedimenti indotti dal carico applicato in fondazione, adottando un plinto quadrato di lato 3 m ed una pressione in fondazione di 243 (KPa) in condizioni SLE.

E' stata dapprima definita la distribuzione del carico con la profondità al di sotto della mezzeria del plinto, utilizzando la teoria della elasticità con un modello alla Boussinesq in virtù della natura prevalentemente granulare dei terreni.

L'incremento di tensione, dovuto alla diffusione del carico, risulta essere inferiore al 10% del carico litostatico  $\Delta q < 10\% \sigma'_{v0}$  ad una profondità di circa 12 m al di sotto dell'asse plinto. La profondità di posa del plinto è di 2 m dal piano campagna.

Ne deriva che lo spessore di terreno, che concorre al cedimento, è quella compresa tra il piano di posa della fondazione e la profondità di 12 m.

I terreni di fondazione sono stati quindi suddivisi in sottostrati a spessore omogeneo, per i quali è stato calcolato il cedimento con la correlazione

$$s_i = (q_i/E_i) \times H_i \times I \quad (m)$$

con

$s_i$ : cedimento dello strato  $i$ esimo

$q_i$ : carico all'interno dello strato  $i$ esimo

$E_i$ : modulo elastico dello strato  $i$ esimo

$H_i$ : spessore dello strato  $i$ esimo assunto pari a 1.5 m

$I$ : fattore combinato di forma e di rigidità assumendo una fondazione quadrata e rigida per il calcolo dei cedimenti in asse plinto.

Il valore di  $I$  è pari a 0.82 ed è stato derivato da "*Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures: NAVFAC DM 7*".

Il cedimento totale  $s_{tot}$ , dato dalla somma dei contributi dei diversi strati, è pari a 0.03 m, mentre il cedimento differenziale è stato assunto pari al 50% di  $s_{tot}$ , ottenendo un valore di 0.015 cm.

La corrispondente distorsione angolare, data dal rapporto tra il cedimento differenziale e la distanza tra i plinti di 8 m, è quindi pari a 1/530, che ricade nella classe di potenziale danno di Bjerrum (1963) in cui non si ha alcuna fessurazione e quindi non sussistono problemi nell'utilizzo di carri ponte.

Le tempistiche di consolidazione saranno in linea con quelle costruttive vista la natura prevalentemente granulare dei terreni di fondazione.

## 10 CONCLUSIONI

L'area di progetto è stata oggetto di una indagine geognostica, che ha permesso di definirne le unità geotecniche a comportamento omogeneo ed i relativi parametri di resistenza e di deformabilità, da utilizzare nei calcoli per il dimensionamento geotecnico – strutturale.

E' stata definita tramite prova MASW una categoria C dei terreni di fondazione in accordo con NTC2018, ottenendo così un valore di accelerazione orizzontale massima alla superficie  $a_{gmax}$  di 0.16g.

L'analisi del rischio alla liquefazione indica la stabilità dei depositi in rapporto sia alla sismicità dell'area che al contenuto di fine, che risulta essere sempre maggiore o uguale al 30%.

I terreni di fondazione risultano essere caratterizzati da una discreta capacità portante, pertanto si potranno adottare fondazioni dirette in rapporto alla tipologia di edifici da realizzare.

Le misure piezometriche disponibili al momento della redazione del presente rapporto indicano una chiara stagionalità in relazione agli apporti meteorici, con soggiacenza variabile tra 1 e 2 m dal p.c.

Le letture con i livelli di falda ad 1 m dal pc sono state effettuate durante un periodo estremamente piovoso, che ha determinato una infiltrazione d'acqua importante nel sottosuolo sull'intera area agricola.

L'intervento di progetto di fatto andrà ad impermeabilizzare l'intera area tramite la creazione di piazzali, riducendo così il volume di acqua infiltrato ed il conseguente incremento del livello piezometrico.

A titolo cautelativo le verifiche geotecniche delle fondazioni dovranno essere eseguite per una profondità di falda di 1 m dal piano campagna.

Si sono indicate le destinazioni d'uso dei terreni di scavo, il cui volume risulta tuttavia inferiore al fabbisogno, pertanto si necessita di recuperare idoneo materiale da cava di prestito.

E' stato definito un valore di modulo di piastra  $M_d = 20$  (MPa) per i terreni di sottofondo della pavimentazione per il suo dimensionamento.

L'analisi dei cedimenti per le fondazioni su plinto sono state effettuate in condizioni elastiche, vista la natura essenzialmente granulare dei terreni di fondazione, ottenendo per i carichi trasmessi un cedimento massimo di 0.03 (m) ed un cedimento differenziale di 0.015 (m). La categoria di danno potenziale in rapporto alla distorsione angolare è quella di assenza di danni.

I tempi di consolidazione si svilupperanno durante la durata dei lavori vista la natura essenzialmente granulare dei terreni di fondazione.

## ALLEGATO 1

Correlazioni usate per l’interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche standard SPT

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



## Correlazioni per terreni granulari

### Classificazione

Una prima classificazione in relazione al valore di  $(N_1)_{60}$  è stata data da Clayton (1993) per terreni prevalentemente sabbiosi:

| $(N_1)_{60}$ | Classificazione                     |
|--------------|-------------------------------------|
| 0-3          | Molto sciolti (very loose)          |
| 3-8          | Sciolti (loose)                     |
| 8-25         | Mediamente addensati (medium dense) |
| 25-42        | Addensati (dense)                   |
| 42-58        | Molto addensati (very dense)        |

### Densità relativa

SKEMPTON (1986)

Sulla base di numerosi risultati sperimentali, ha sviluppato la correlazione  $Dr$   $N_{60}$  [ $Dr\%$ ;  $(N_1)_{60}$ ] per SABBIE PULITE NC e OC:

$$Dr = \left( \frac{(N_1)_{60}}{a + b \cdot \sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \quad \text{con } \sigma'_{v0} \text{ espresso in kPa}$$

Per SABBIE NC:  $\begin{cases} a = 27 \\ b = 0.28 \end{cases}$

per SABBIE OC  $\begin{cases} a = 38 \\ b = 0.28 \cdot C_{OC} \end{cases}$

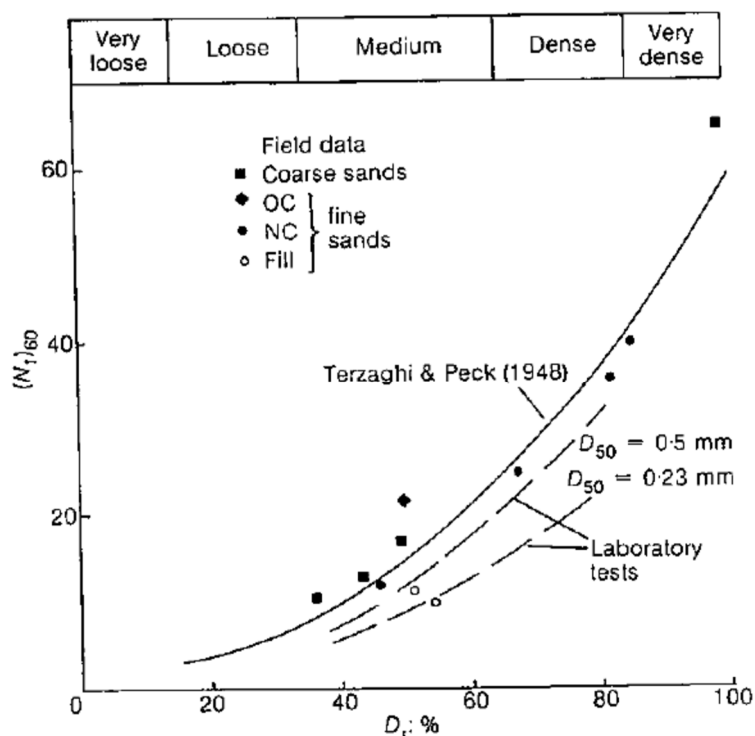


FIG. A. 1 - CORRELAZIONE TRA  $(N_1)_{60}$  E DENSITÀ RELATIVA – (DA SKEMPTON, 1986)

### Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di un terreno granulare è dato dalla somma di due componenti: l'angolo allo stato critico  $\phi'_{cv}$ , ovvero per deformazione a volume costante, e la dilatanza  $\psi$ , che essenzialmente dipende dalla densità relativa  $Dr\%$ .

Il valore finale di  $\phi'$  è funzione anche del livello tensionale, grado di cementazione, storia tensionale (OCR) etc.

$$\phi' = \phi'_{cv} + \psi = f(\phi'_{cv}; \psi; \sigma'_{v0}; \text{cementazione}; \text{OCR} \dots)$$

Da una raccolta di valori di letteratura per sabbia e ghiaia PULITE, Stroud (1989) ha riassunto i valori caratteristici di  $\phi'_{cv}$ . Tali valori dipendono essenzialmente da gradazione, forma e natura dei grani.

Sulla base di queste considerazioni, la determinazione di  $\phi'$  a partire dai valori di  $N_{SPT}$  può essere diretta, con correlazioni  $(N_1)_{60} - \phi'$ , oppure indiretta, tramite utilizzo della densità relativa  $Dr\%$ .

- MITCHELL et al. (1978)

E' derivata e valida per SABBIE NC. La correlazione è rappresentata dal grafico sottostante e mette in diretta dipendenza  $N_{60}$  con  $\phi'$ .

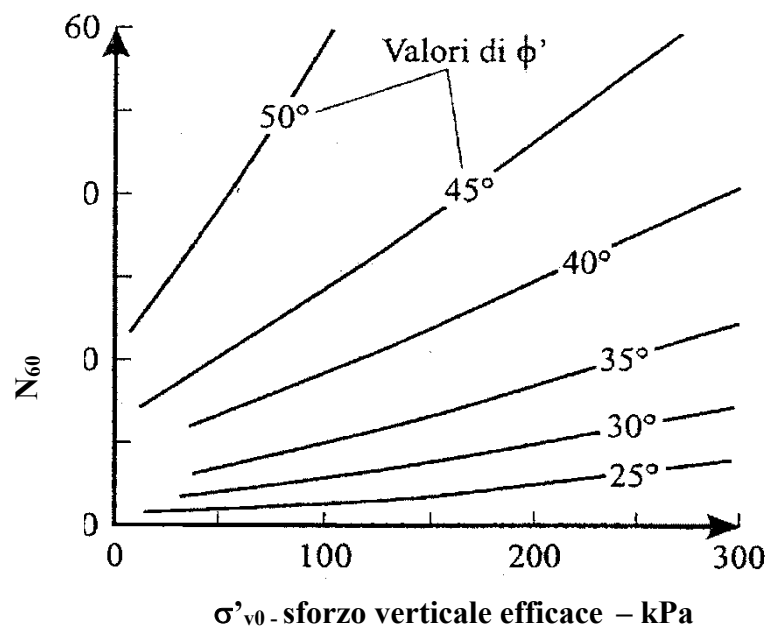


FIG. A. 2 - CORRELAZIONE TRA  $N_{60}$ ,  $\phi'$  E  $\sigma'_{v0}$

- BOLTON (1986)

Tale correlazione è la più completa e permette di determinare il valore di  $\phi'$  per sabbie e ghiaie NC e OC per tensioni tra 150-600 kN/m<sup>2</sup>.

E' una correlazione indiretta: da  $(N_1)_{60}$  si calcola  $DrY$ . Infine, tramite la correlazione seguente si calcola  $\phi'$ .

La correlazione, di seguito introdotta, fornisce il valore di dilatanza  $\psi$ , da sommare al valore di  $\phi'_{cv}$  per ottenere il valore di angolo di picco  $\phi'_p$ . L'equazione non è univoca per bassi valori di  $Dr\%$ .

$$\psi = \phi'_p - \phi'_a = m[Dr(Q - \ln p') - R]$$

Dove:

$m$  = parametro dipendente da percorso tensionale

$$= \begin{cases} 3 & \text{per sollecitazione TRIASSIALE} \\ 5 & \text{per sollecitazione PIANA} \end{cases}$$

$Dr$  = densità relativa

$Q$  = parametro dipendente da caratteristiche di compressione dei singoli grani

$$= \begin{cases} 10 & \text{per ELEMENTI SILICEI} \\ 7 & \text{per ELEMENTI CALCAREI} \end{cases}$$

$$p' = \text{tensione efficace media} = \frac{\sigma'_{v0} + 2\sigma'_H}{3}$$

$$\text{considerando } \sigma'_H = k_0 \cdot \sigma'_{v0} \cong 0.5 \cdot \sigma'_{v0}$$

$$\cong \frac{2}{3} \cdot \sigma'_{v0}$$

$$R = \text{fattore empirico} = 1$$

Il grafico seguente mostra i dati utilizzati da Bolton per arrivare alla formulazione.

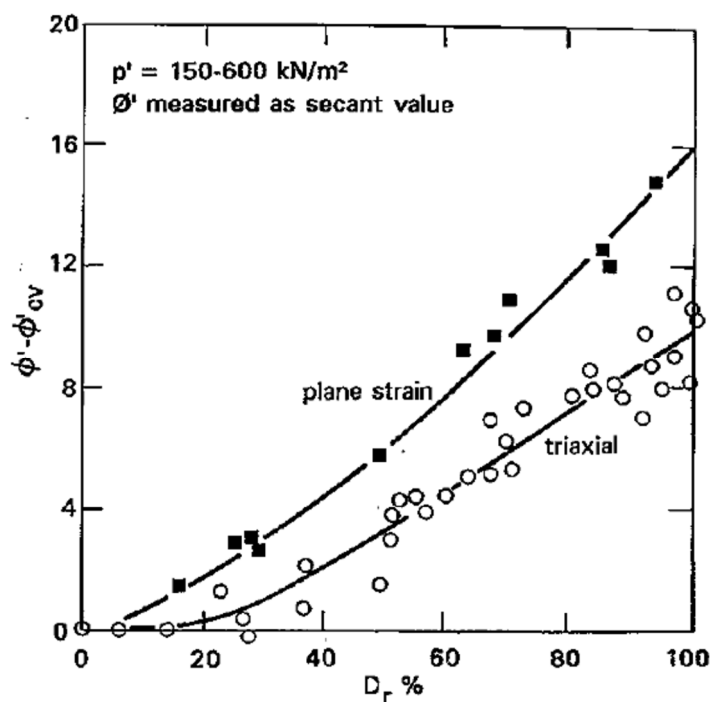


FIG. A. 3 - VARIAZIONE DI  $\psi = \phi' - \phi'_{cv}$  CON LA DENSITÀ RELATIVA  $D_r\%$ , (DA BOLTON, 1986)

#### Modulo elastico drenato E

La rigidezza del terreno, e quindi il suo modulo elastico, è correlabile con il valore di  $N_{SPT}$  adeguatamente corretto per l'energia, ovvero  $N_{60}$ . Non si applica la correzione per la profondità, in quanto la variazione di  $N_{SPT}$  con la profondità è analoga a quella del modulo E.

- STROUD (1989)

La correlazione più valida è quella proposta da Stroud (1989) che ha derivato da back-analysis di fondazioni superficiali, pali e prove di carico la variazione del rapporto  $E/N_{60}$  con il livello di mobilitazione della resistenza al taglio  $q_{NET}/q_{ULT}$ .

Il grafico seguente, Fig. A. 4, mostra come la relazione dipenda dal grado di sovraconsolidazione, ma in maggior modo dal grado di mobilitazione della resistenza. A basse deformazioni, quindi per coefficienti di sicurezza elevati nell'ordine di 20, e sabbie OC, si può arrivare a valori di  $E/N_{60} = 16$ . Per  $FS=3$ , il rapporto  $E/N_{60}$  sia per sabbie NC che OC tende invece all'unità.

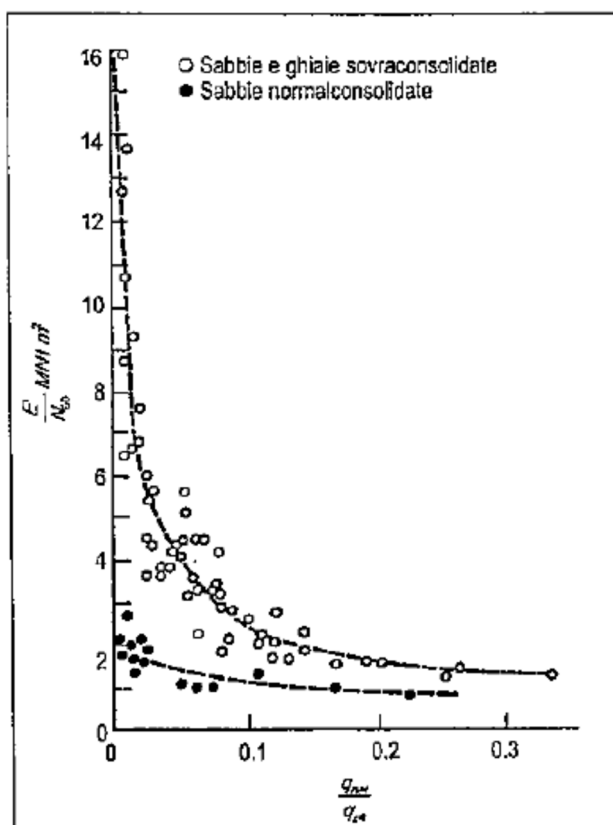


FIG. A. 4 - RELAZIONE FRA DEFORMABILITÀ, RESISTENZA ALLA PENETRAZIONE E GRADI APPLICAZIONE DEL CARICO ( $Q_{NET}/Q_{ULT}$ ) PER SABBIE (DA STROUD, 1989)

Realisticamente, nel programma di interpretazione della prova SPT, si ipotizza che  $\frac{q_{NET}}{q_{ULT}} = 0.25 \rightarrow FS = 4$  per cui:

$$\frac{E}{N_{60}} = 1(MPa) \text{ per sabbie NC}$$

$$\frac{E}{N_{60}} = 2(MPa) \text{ per sabbie e ghiaie OC}$$

E' messo in evidenza da Stroud che il fattore di sicurezza delle fondazioni che si prendono in considerazione è solitamente ben elevato, per cui il coefficiente  $E/N_{60}$  soprattutto per terreni OC può arrivare a valori di almeno 4.

#### Modulo di taglio a piccole deformazioni $G_0$

- OHTA e GOTO (1978)

Si determina in primo luogo la velocità delle onde di taglio  $V_s$ , che viene poi correlata con  $G_0$ .

$$V_s = C \cdot (N_{60})^{0.171} \cdot z^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (m/s)$$

$$G_0 = \frac{\gamma}{9.81} \cdot (V_s)^2$$

Dove si pone:

$\gamma$  = peso di volume del terreno ( $kN/m^3$ )

$z$  = profondità dal p.c. (m)

$C = 67.3$

$f_A$  = coefficiente dipendente dall'età del deposito

$f_G$  = coefficiente dipendente dalla composizione granulometrica

$$f_A = \begin{cases} 10 & \text{OLOCENE} \\ 1.3 & \text{PLEISTOCENE} \end{cases}$$

$$f_G = \begin{cases} 1.45 & \text{GHIAIA} \\ 1.15 & \text{SABBIE GHIAIOSE} \\ 1.14 & \text{SABBIE GROSSE} \\ 1.09 & \text{SABBIE MEDIE} \\ 1.07 & \text{SABBIE FINI} \end{cases}$$

Nel programma d'interpretazione, il valore di  $f_G$  assume solo 2 valori medi:

$f_G = 1.45$  per GHIAIA

$f_G = 1.10$  per SABBIA

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



## ALLEGATO 2

Soil Test s.r.l. – Campagna di indagini geognostiche nell’ambito del progetto definitivo dei “Lavori di realizzazione dell’impianto di compostaggio del Comune di Casal di Principe”

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



### ALLEGATO 3

Soil Test s.r.l. – “Aggiornamento Letture Piezometriche – Marzo 2020”

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:

