COMMITTENTE:

RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

PROGETTAZIONE:

ITALFERR
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

CUP: J47I09000030009

## U.O. INFRASTRUTTURE NORD

## PROGETTO DEFINITIVO

# POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO-GENOVA
# QUADRUPLICAMENTO MILANO-ROGOREDO-PAVIA
# FASE 2 – QUADRUPLICAMENTO PIEVE EMANUELE – PAVIA

ELABORATI GENERALI - GEOTECNICA

Relazione Geotecnica Generale

SCALA: -

| COMMESSA | LOTTO | FASE | ENTE | TIPO DOC. | OPERA/DISCIPLINA | PROGR. | REV. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| NM0Z | 20 | D | 26 | GE | OC0001 | 001 | A |

| Rev. | Descrizione | Redatto | Data | Verificato | Data | Approvato | Data | Autorizzato Data |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A | EMISSIONE ESECUTIVA | CONSORZIO INTEGRA | Novembre 2018 | S.Ciufegni/N.Carella | Novembre 2018 | S.Borelli | Novembre 2018 | F. Sacco Novembre 2018 |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

ITALFERR - DO INFRASTRUTTURE NORD
Dott. Ing. Francesco Sacco
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n. 23172 Sez. A

| File: NM0Z20D26GEOC0001001A | | n. Elab.: |
|---|---|---|

## INDICE

1. PREMESSA ..... 2

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO ..... 4

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA ..... 5

3.1 GENERALITA' ..... 5

3.2 CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO ..... 5

*3.2.1 PROVE STP ..... 5*

*3.2.2 COEFFICIENTE DI PERMEABILITA' ..... 21*

*3.2.3 TENSIONE GEOSTATICA E GRADO DI CONSOLIDAZIONE ..... 22*

*3.2.4 PROPRIETA' FISICHE E CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO ..... 23*

*3.2.5 RELAZIONI TRA I MODULI ..... 25*

*3.2.6 MODULO ELASTICO NON DRENATO ..... 26*

*3.2.7 COSTANTE DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO ..... 27*

*3.2.8 COEFFICIENTI DI CONSOLIDAZIONE ..... 28*

4. MODELLO GEOTECNICO ..... 29

4.1 UNITA' DI TERRENO ..... 29

4.2 INDIVIDUAZIONE DELLE SOTTOZONE OMOGENEE ..... 31

*4.2.1 ZONA 8 da PK 11+800 a PK 12+883 ..... 31*

*4.2.2 ZONA 9 da PK 12+883 a PK 14+475 ..... 31*

*4.2.3 ZONA 10 da PK 14+475 a PK 16+372 ..... 32*

*4.2.4 ZONA 11 da PK 16+372 a PK 18+424 ..... 33*

*4.2.5 ZONA 12 da PK 18+424 a PK 20+345 ..... 33*

*4.2.6 ZONA 13 da PK 20+345 a PK 21+100 ..... 34*

*4.2.7 ZONA 14 da PK 21+100 a PK 23+369 ..... 34*

*4.2.8 ZONA 15 da PK 23+369 a PK 25+900 ..... 35*

*4.2.9 ZONA 16 da PK 25+900 a PK 26+362 ..... 35*

*4.2.10 ZONA 17 da PK 26+362 a PK 28+030* ..... *35*

4.3 LIVELLI DI FALDA ..... 37

4.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PER LE OPERE MAGGIORI E MINORI ..... 38

*4.4.1 VI03, IV01* ..... *38*

*4.4.2 VI04, SL04, FERMATA VILLAMAGGIORE* ..... *38*

*4.4.3 VI05, VI06, VI07, VI09* ..... *39*

*4.4.4 SL05* ..... *40*

*4.4.5 SL06* ..... *40*

*4.4.6 GA02, SL07* ..... *41*

*4.4.7 VI10* ..... *41*

*4.4.8 SL09, GA NORD* ..... *41*

5. POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE ..... 43

5.1 ACCELERAZIONI ATTESE AL PIANO CAMPAGNA ..... 44

5.2 MAGNITUDO DEGLI EVENTI SISMICI ATTESI ..... 45

5.3 CONCLUSIONI ..... 48

6. VERIFICA DI LIQUEFAZIONE ..... 50

6.1 CONCLUSIONI ..... 52

7. APPENDICE ..... 53

# 1. PREMESSA

Nell'ambito degli interventi di potenziamento della linea Milano – Genova, si prevede il quadruplicamento della linea ferroviaria nella tratta Milano Rogoredo-Pavia fra le stazioni di Milano Rogoredo e Pieve Emanuele.

La presente relazione definisce i tratti fondamentali della geotecnica generale e di dettaglio lungo la tratta. Lo scopo del presente documento è la caratterizzazione dei terreni presenti lungo i tratti all'aperto del tracciato di progetto, ai fini della definizione del modello geotecnico per il calcolo geotecnico delle opere in progetto. Nei paragrafi successivi, pertanto, saranno forniti i parametri fisico-meccanici dei terreni. Il lavoro di caratterizzazione è stato condotto sulla base delle risultanze della campagna di indagini 2012, 2015 e 2018.

Il quadruplicamento in oggetto, a partire dall'uscita della stazione Milano Rogoredo, prosegue in affiancamento alla linea storica e su una nuova sede e si sviluppa a sud di Milano, estendendosi per circa 30 km lungo l'attuale linea ferroviaria tra i nodi di Milano Rogoredo e Pavia.

**Figura 1-1 – Ubicazione del tracciato dell'opera in progetto**

Con riferimento alla Carta Tecnica Regionale della Regione Lombardia, l'area dell'opera in progetto è individuabile nelle sezioni B6b3, B6b5, B6c3, B6c4, B6c5, B7b1, B7b2, B7b3 e B7b4 alla scala 1:10.000.

La linea ferroviaria esistente, lungo la quale si sviluppa il progetto in esame, attraversa un'area pianeggiante o debolmente inclinata verso sud. Le quote vanno da 115 m s.l.m. presso il nodo di Milano Rogoredo a 75 m s.l.m. in coincidenza della stazione di Pavia.

Generalmente il tracciato si svilupperà in rilevato, dovranno essere previste delle opere (generalmente ponti) adatte al superamento dei numerosi corsi d'acqua, sia artificiali che naturali.

Per quanto concerne le interferenze territoriali, l'opera attraversa il fiume Lambro Meridionale, a sud dei centri abitati di Pieve Emanuele e Locale di Triulzi, ed i seguenti canali artificiali: il Cavo Vettabbia presso Chiavalle Milanese, la Roggia Carona ed il Cavo Borromeo a NW di Turago Burdone, la Roggia Barona a nord di Moriago e Novedo, ed il Naviglio Vecchio a Pavia.

## 2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

[1] DM 14 gennaio 2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”;

[2] Eurocodice 8 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica” – parte 5 “Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;

[3] Naval Facilities Engeneering Command (NAVFAC) Design Manual 7.01.

# 3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

## 3.1 GENERALITA'

I parametri geotecnici possono essere ottenuti direttamente da test specifici oppure, in maniera indiretta, attraverso correlazioni disponibili in letteratura.

I paragrafi successivi descrivono le prove e le correlazioni adoperate per la valutazione dei parametri geotecnici.

## 3.2 CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO

La caratterizzazione dei terreni include le proprietà fisiche, i parametri di resistenza ed i parametri di deformabilità.

I parametri del terreno possono essere stimati direttamente da prove in situ o in laboratorio. In particolare, per i terreni non coesivi, i parametri del terreno possono essere stimati dai risultati forniti dalle prove SPT attraverso correlazioni disponibili in letteratura.

### *3.2.1 PROVE STP*

Le prove penetrometriche dinamiche SPT (Standard Penetration Test) consistono nell'infissione a percussione di un campionatore a pareti grosse fino a fondo foro. Nell'effettuare il computo del numero di colpi, il campionatore viene fatto avanzare inizialmente per un tratto iniziale di 150 mm, di cui non si tiene conto a causa del disturbo che il terreno subisce in seguito alla realizzazione del foro di sondaggio, e soli i colpi necessari all'avanzamento di un successivo tratto ti 300 mm ($N_{SPT}$) sono ritenuti significativi.

Il campo d'impiego ottimale delle prove SPT è quello dei terreni sabbiosi, ma possono anche essere adoperate in presenza di terreni coesivi.

I risultati forniti dalle prove SPT possono essere corretti per tenere conto di alcuni fattori legati al sito di esecuzione. La procedura per definire un numero standardizzato di colpi è stata definita da Skempton (1986).

$N_{60}$ è il numero di colpi corretto per tenere conto del fatto che il campionatore usato in origine aveva un'efficienza pari all'incirca al 60% e questo costituisce lo standard cui il numero di colpi viene riferito.

Il valore $N_{60}$ è dato dalla seguente espressione:

$$N_{60} = (C_E \cdot C_B \cdot C_S \cdot C_R) \cdot N_{SPT} \qquad [1]$$

dove:

$N_{60}$ è il valore $N_{SPT}$ corretto per tenere conto delle procedure in situ e della tipologia delle attrezzature;

$C_E$=ER/60% è il fattore correttivo che tiene conto dell'energia delle aste e l'efficienza del campionatore

$E_R$ è il rapporto energetico in percentuale della perforatrice adoperata definito in accordo alle ASTM D-4633-86;

$C_B$ è fattore correttivo che tiene conto del diametro del foro di sondaggio;

$C_S$ è fattore correttivo che tiene conto del tipo di campionatore;

$C_R$ è fattore correttivo che tiene conto della lunghezza delle aste;

$N_{SPT}$ è il numero di colpi registrato in situ.

Il rapporto energetico ER varia generalmente tra 45 e 80%, mentre i valori degli altri fattori di correzione sono riassunti nelle seguenti tabelle:

| ***Diametro del foro di sondaggio (mm)*** | ***fattore $C_B$*** |
|---|---|
| 65 ÷ 115 | 1.00 |
| 150 | 1.05 |
| 200 | 1.15 |

| ***Tipo di campionatore*** | ***fattore $C_S$*** |
|---|---|
| Campionatore Standard | 1.00 |
| Supporto del campione per sabbie addensate | 0.80 |
| Supporto del campione per sabbie sciolte | 0.90 |
| Campionatore senza astuccio | 1.20 |

| ***Lunghezza delle aste (m)*** | ***fattore $C_R$*** |
|---|---|

| | |
|---|---|
| 3 ÷ 4 | 0.75 |
| 4 ÷ 6 | 0.85 |
| 6 ÷ 10 | 0.95 |
| > 10 | 1.00 |

Gli studi condotti per la prima volta da Gibbs e Holtz (1957) e da altri autori hanno evidenziato che il confinamento cresce con la profondità, insieme alla storia tensionale, influenza notevolmente i risultati ottenibili dalle prove SPT, in particolar modo nei terreni sabbiosi.

Alcuni autori hanno fornito un metodo per correggere il numero di colpi per tenere conto di una pressione efficace di riferimento $(N_1)_{60}$, in modo che il numero di colpi registrato in materiali simili a diverse profondità sia comparabile:

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60} \qquad [2]$$

dove:

$N_{60}$ è il valore $N_{SPT}$ corretto per tenere conto delle procedure in situ e della tipologia delle attrezzature;

$C_N$ è il fattore di normalizzazione della profondità legato alla tensione verticale efficace alla profondità di esecuzione della prova per tenere conto del confinamento crescente con la profondità;

$(N_1)_{60}$ è il numero di colpi SPT normalizzato e corretto.

Il fattore $C_N$ è proposto da diversi autori e può essere valutato secondo le seguenti espressioni:

Liao and Whitman (1986) $$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma_v'}} \qquad [3]$$

$$C_N = \frac{200}{100 + \sigma'_v}$$ per sabbie normalconsolidate con un indice di densità del 40÷60% [4]

Skempton (1985) $$C_N = \frac{300}{200 + \sigma'_v}$$ per sabbie normalconsolidate con un indice di densità del 60÷80% [5]

$$C_N = \frac{170}{70 + \sigma'_v}$$ per sabbie sovraconsolidate [6]

Jamiolkowski (1985) $$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v}\right)^{0.56}$$ [7]

dove:

$P_a$ è la tensione di riferimento pari a 100 kPa;

$\sigma'_{v0}$ è la tensione verticale efficace alla profondità della prova.

Indipendentemente dalla formulazione scelta, il valore $C_N$ non dovrebbe essere maggiore di 2 oppure, preferibilmente, di 1.5. Il fattore correttivo $C_N$ si applica anche al calcolo della densità relativa, dell'angolo di attrito (terreni non coesivi), della resistenza al taglio non drenata (terreni coesivi) e dei parametri di deformabilità.

#### 3.2.1.1 Densità relativa

La densità relativa $D_R$ di terreni incoerenti può essere valutata sulla base dei risultati forniti dalle prove SPT attraverso le seguenti espressioni, diverse a seconda della tipologia di terreno.

Terreni sabbiosi

La densità relativa $D_R$ di terreni costituiti principalmente da sabbia può essere valutata in base al valore ($N_{SPT}$) secondo la seguente espressione (Skempton, 1986):

$$D_r = \left|\frac{(N_1)_{60}}{a + b \cdot \sigma'_{v0}}\right|^{0.5}$$ [8]

dove:

$(N_1)_{60}$ è il risultato della prova SPT normalizzato ad una tensione di riferimento pari a 100 kPa, per un'efficienza energetica della perforatrice pari al 60% del valore teorico;

$\sigma'_{v0}$ tensione verticale efficace espressa in kg/cm$^2$;

a, b costanti adimensionali legati alle dimensioni delle particelle ed al grado di consolidazione, come mostrato nella seguente tabella (con riferimento anche al grafico di Schmertmann per la determinazione del valore di picco dell'angolo di attrito riportato nella sezione successiva).

**Tabella 3-1 – Costanti a, b correlate alla dimensione delle particelle ed al grado di consolidazione (Schmertmann 1977)**

| **Tipo di terreno** | **a** | **b** | **Grafico di Schmertmann (tipologie di terreno)** |
|---|---|---|---|
| Sabbie fini, normalconsolidate (NC) | 27.5 | 27.5 | 3 and 4 |
| Sabbie grossolane, normalconsolidate (NC) | 43.3 | 21.7 | 1 and 2 |
| Sabbie grossolane, overconsolidated (OC) | 24.7 | $35.3 \cdot \frac{[1+2\cdot k_0(OC)]}{[1+2\cdot k_0(NC)]}$ [9]<br>$k_0(OC) = k_0(NC)\cdot\sqrt{OCR}$ [10] | 1 |

La scelta del tipo di sabbia deve essere riferita:

- alla distribuzione della dimensione delle particelle dei campioni prelevati al fondo dei fori di sondaggio, qualora disponibili;
- descrizione del foro di sondaggio, altrimenti.

L'espressione inerente alle sabbie fini può essere usata per campioni con contenuto fine minore o uguale al 50% (sabbie e limi, sabbie con limi, sabbie limose o debolmente limose), oppure per campioni con contenuto fine maggiore del 50% (limi e sabbie, limi con sabbie, limi sabbiosi) solo se sopra il livello di falda (ciò vuol dire che la loro resistenza alla penetrazione del campionatore avviene in condizioni drenate).

<u>Terreni costituiti principalmente da sabbie e ghiaie</u>

Per Terreni costituiti principalmente da sabbie e ghiaie, la densità relativa $D_R$ può essere valutata in base ai risultati delle prove STP ($N_{SPT}$) secondo la seguente formulazione proposta da Meyerhof (1957) sulla scorta dei dati ottenuti da Gibbs e Holtz (1957):

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{60}}{\left(17 + 24 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_{atm}}\right)}} \qquad [11]$$

dove:

$N_{60}$ è il risultato della prova SPT $N_{SPT}$ per un'efficienza energetica della perforatrice pari al 60% del valore teorico;

$\sigma'_{v0}$ tensione verticale efficace espressa in kg/cm$^2$;

$p_{atm}$ tensione di riferimento (100 kPa).

Ai fini della valutazione della densità relativa didi questa tipologia di terreni è preferibile non considerare le prove che abbiano raggiunto il rifiuto a causa della possibile presenza di ghiaia e ciottoli.

La densità relativa delle sabbie (da fini a ghiaiose) può anche essere valutata in base alla seguente relazione proposta da Shultze e Mezenbach (1961):

$$\ln (D_R\,\%) = 0.478^* \ln (N_{SPT}) - 0.262 * \ln (\sigma'_{v0}) + 2.84 \qquad [12]$$

dove:

$N_{SPT}$ è il risultato (numero di colpi) della prova STP;

$\sigma'_{v0}$ tensione verticale efficace espressa in kg/cm$^2$.

L'espressione sopra si applica per qualunque valore della tensione verticale efficace nel caso di terreni normalconsolidati ed il valore di $D_R$ è, in genere, sovrastimato per depositi ghiaiosi e sottostimato per depositi limosi.

#### 3.2.1.1 Angolo di attrito

L'angolo di attrito di picco per terreni non coesivi può essere valutato attraverso le correlazioni di Schmertmann (1977) rappresentate nel seguente grafico, in funzione della densità relativa e della tipologia di terreno.

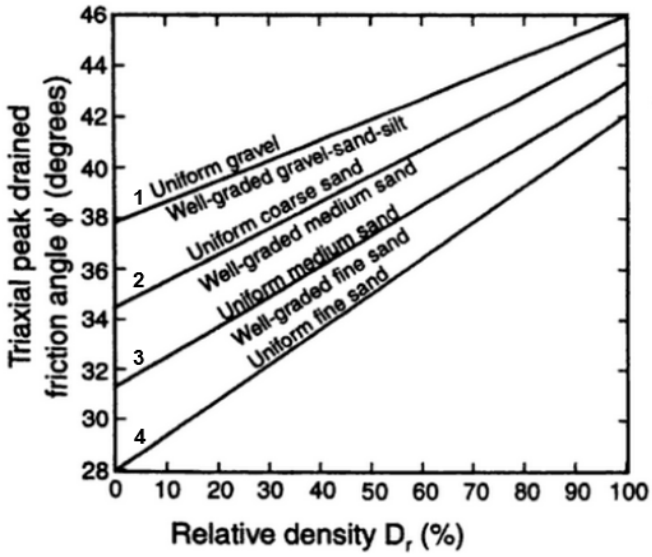



**Figura 3-1 – Angolo di attrito di picco in funzione della funzione della densità relativa (Schmertmann 1977)**

Le correlazioni diagrammate nel grafico sopra, sono espresse come di seguito indicato:

$$\phi'_P = 38 + 0.08\ D_R \quad [13]$$

$$\phi'_P = 34.5 + 0.10\ D_R \quad [14]$$

$$\phi'_P = 31.5 + 0.115\ D_R \quad [15]$$

$$\phi'_P = 28 + 0.14\ D_R \quad [16]$$

Queste relazioni, facenti riferimento ai valori della densità relativa $D_R$ i quali sono affetti da variabilità non trascurabile, portano ad una sovrastima dell'angolo di attrito di picco.

Altre correlazioni con i risultati provenienti dalle prove STP, non facenti riferimento alla $D_R$, che possono essere usate per la valutazione dell'angolo di attrito di picco sono elencate di seguito:

Sabbie fini o limose (American Road Bridge Association):

$$\phi'_P = 15 + \sqrt{15 \cdot N_{60}} \quad [17]$$

Sabbie e ghiaie, sabbie da mediamente grossolane a ghiaiose e ghiaie (Shioi e Fukuni 1982, Japanese National Railway):

$$\phi'_P = 0.3 \cdot N_{60} + 27 \quad [18]$$

Sabbie, da mediamente grossolane a debolmente ghiaiose (Owasaki e Iwasaki):

$$\phi'_P = 15 + \sqrt{20 \cdot N_{60}} \qquad [19]$$

Per le correlazioni sopra, le condizioni ottimali di applicabilità sono costituite da una profondità di esecuzione delle prove > 8-10 m (se sopra falda) e < 7 m (se sotto falda), ciò implica dei valori della tensione verticale efficace dell'ordine di 150-200 kPa.

Sabbie (Sowers 1961):

$$\phi'_P = 0.28 \cdot N_{60} + 28 \qquad [20]$$

Sabbie con contenuto limoso (Meyererhof 1965):

$$\phi'_P = 29.47 + 0.46 \cdot N_{60} - 0.004 \cdot N_{60}^2 \qquad \text{per contenuto di limo < 5\%} \qquad [21]$$

$$\phi'_P = 23.70 + 0.57 \cdot N_{60} - 0.006 \cdot N_{60}^2 \qquad \text{per contenuto di limo > 5\%} \qquad [22]$$

Per le correlazioni sopra, le condizioni ottimali di applicabilità sono costituite da una profondità di esecuzione delle prove < 4 m (se sopra falda) e < 7 m (se sotto falda), ciò implica dei valori della tensione verticale efficace dell'ordine di 50-80 kPa.

Sabbie e ghiaie (Peck, Hanson e Thornburn 1956):

$$\phi'_P = 0.28 \cdot N_{SPT} + 27.2 \qquad [23]$$

La relazione sopra è valida per terreni poco compressibili e profondità di esecuzione delle prove < 5 m, con condizioni ottimali di applicabilità costituite da profondità di esecuzione delle prove < 5 m ( se sopra falda) e < 7 m (se sotto falda), ciò implica una tensione verticale efficace dell'ordine di 80-100 kPa.

#### 3.2.1.1 Velocità delle onde di taglio

La velocità delle onde di taglio $V_S$ può essere stimata sulla base dei risultati provenienti dalle prove SPT attraverso il metodo proposto da Otha e Goto (1978):

$$V_S = C_S \cdot (N_{60})^{0.171} \cdot z^{0.199} \cdot \alpha \cdot \beta \qquad [\text{m/s}] \qquad [24]$$

dove:

| | |
|---|---|
| $C_S$ | fattore costante pari a 67.3; |
| $\alpha$ | coefficiente legato all'età geologica dei depositi (v. tabella seguente); |
| $\beta$ | coefficiente legato alla dimensione delle particelle (v. tabella seguente); |
| z | profondità di esecuzione delle prove STP dal P.C. [m]; |
| $N_{60}$ | risultato della prova STP riferito ad un'efficienza energetica della perforatrice pari al 60% del valore teorico. |

| **Dimensione delle particelle** | $\beta$ |
|---|---|
| Argille | 1.00 |
| Sabbie fini | 1.09 |
| Sabbie medie | 1.07 |
| Sabbie grossolane | 1.14 |
| Sabbie ghiaiose | 1.15 |
| Ghiaie | 1.45 |

| **Età geologica del deposito** | $\alpha$ |
|---|---|
| Olocene | 1.0 |
| Pleistocene | 1.3 |

Una volta note le volecità delle onde di taglio $V_S$, è possibile stimare il modulo di taglio iniziale $G_0$ (associato a piccole deformazioni) e di correlato modulo elastico iniziale $E_0$ per mezzo delle seguenti espressioni (entrambi espressi in kPa):

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot V_s^2 \qquad [25]$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu_{dyn}) \qquad [26]$$

dove:

$\gamma_t$ peso dell'unità di volume del terreno [kN/m$^3$];

$\upsilon_{dyn}$ coefficiente dinamico di Poisson (può essere ottenuto test geofisici o di laboratorio);

$V_s$ velocità delle onde di taglio [m/s].

Il coefficiente dinamico di Poisson $\upsilon_{dyn}$ può essere ottenuto a partire dalla misurazione delle onde sismiche (onde di taglio $V_S$ ed onde longitudinali $V_P$), secondo la seguente relazione:

$$\frac{V_S}{V_P} = \left( \frac{0.5 - \nu_{dyn}}{1 - \nu_{dyn}} \right)^{0.5}$$

Il coefficiente dinamico di Poisson può anche essere determinato con il metodo della colonna risonante, considerando la velocità delle onde lingitudinali nel mezzo confinato ($V_{rod}$):

$$\nu_{dyn} = \frac{1}{2} \cdot \frac{V_{rod}^{\ 2}}{V_s^{\ 2}} - 1$$

Un'altra correlazione, proposta da Ohta e Goto (1978), può essere usata per la valutazione della velocità delle onde di taglio (in m/s) a partire dai risultati provenienti dalle prove SPT:

$$V_S = C_S \cdot (N_{60})^{0.173} \cdot \left( \frac{z}{0.3048} \right)^{0.193} \cdot \alpha \cdot \beta \qquad [27]$$

dove:

$C_S$ fattore costante pari a 54.33;

$\alpha$ coefficiente legato all'età geologica dei depositi (v. tabella seguente).

$\beta$ coefficiente legato alla dimensione delle particelle (v. tabella seguente);

z profondità di esecuzione delle prove STP dal P.C. [m];

$N_{60}$ risultato della prova STP riferito ad un'efficienza energetica della perforatrice pari al 60% del valore teorico.

| Età geologica del deposito | α |
|---|---|
| Olocene | 1.0 |
| Pleistocene | 1.303 |

| Dimensione delle particelle | β |
|---|---|
| Sabbie | 1.0 |
| Argille | 1.086 |

#### 3.2.1.1 Modulo di taglio iniziale

Il modulo di taglio iniziale $G_0$ ottenuto dalle velocità delle onde di taglio può essere confrontata con i valori stimati a partire dai risultati delle prove SPT utilizzando le seguenti relazioni (tutte espresse in MPa) per le quali è necessario notare che non tengono conto dell'effetto dovuto alla profondità:

Sabbie

$G_0 = 6.5 \cdot (N_{60})^{0.94}$ per sabbie pulite (Ohsaki and Iwasaki); [28]

$G_0 = 11.82 \cdot (N_{60})^{0.76}$ per sabbie con limo o argilla (Ohsaki and Iwasaki); [29]

$G_0 = 7.94 \cdot (N_{60})^{0.611}$ per sabbie pulite (Crespellani e Vannucchi); [30]

Limi e argille

$G_0 = 7.94 \cdot (N_{60})^{0.611}$ per argille limose e limi plastici (Ohsaki and Iwasaki). [31]

#### 3.2.1.1 Modulo di Young

Il modulo elastico di Young E, correlato come indicato precedentemente, al modulo di taglio G, dipende, come noto, dalla deformazione indotta nel terreno e la relativa resistenza al taglio mobilitata, la quale può variare, come indicato nella prossima figura, a seconda della tipologia delle opere geotecniche da realizzare.

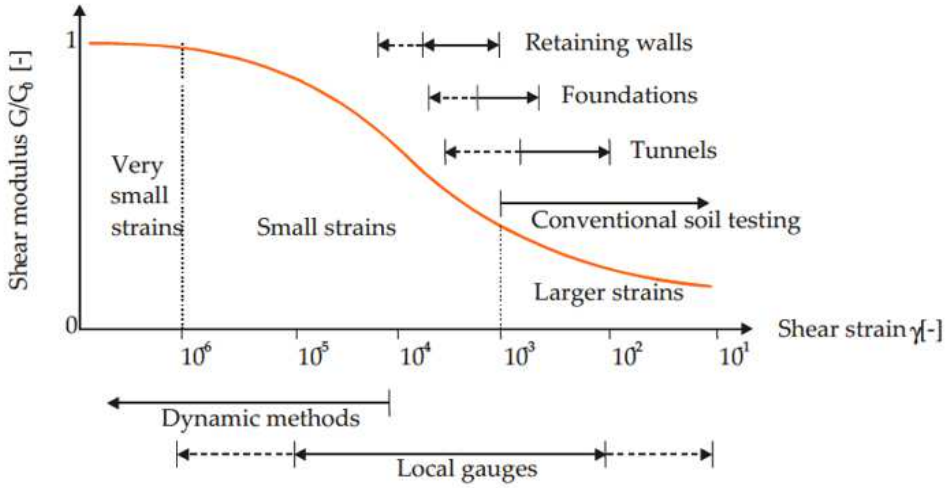



**Figura 3-2 – Rapporto $G/G_0$ in funzione della deformazione a taglio**

Questo comportamento deve essere tenuto in conto ai fini della valutazione del modulo di Young a partire dai risultati provenienti da diverse tipologie di prove in situ, in considerazione del livello di deformazione associato a ciascuna prova, come esplicitato nelle seguenti figure.

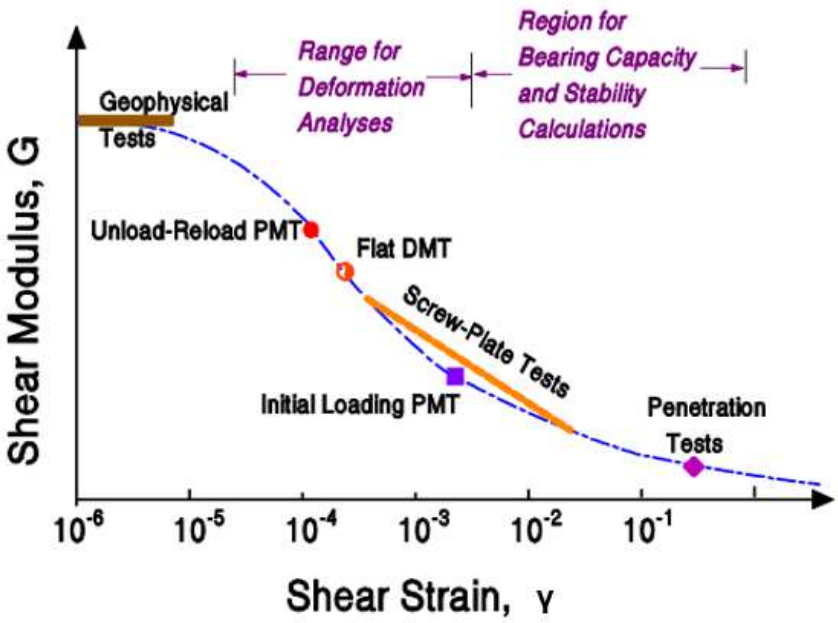



**Figura 3-3 – Modulo a taglio in funzione della deformazione a taglio (Mayne 2001)**

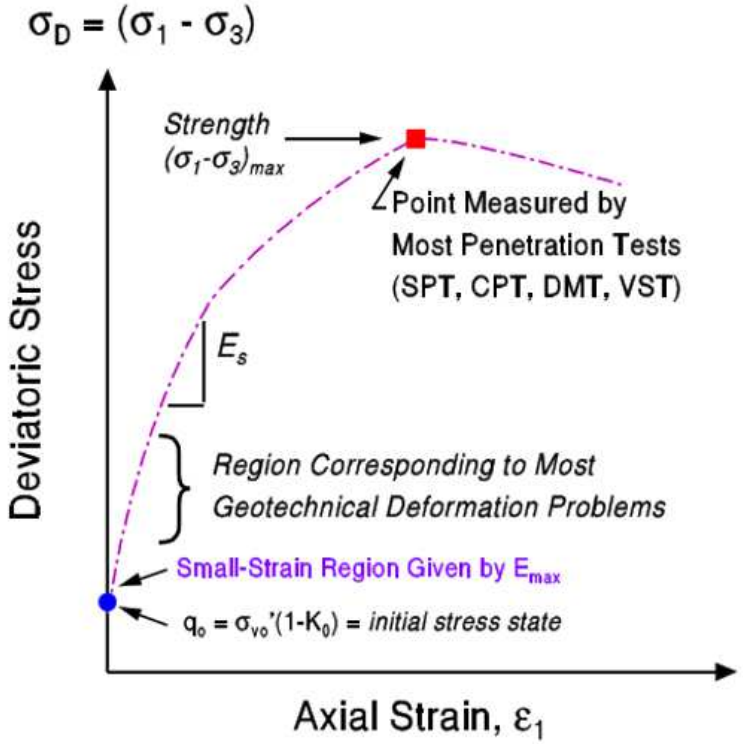



**Figura 3-4 – Tensione deviatorica in funzione della deformazione assiale**

Considerato il comportamento sopra menzionato, è generalmente preferibile definire un valore di progetto come un "modulo elastico operativo $E_{op}$ associato ad uno specifico livello di deformazione, fornendo un intervallo di $E_{op}$, che copre la maggior parte delle opere geotecniche, compreso tipicamente tra 1/3 ed 1/10 del modulo elastico iniziale $E_0$, come indicati di seguito:

$E_{op_E0/3} = E_0 / 3$ modulo elastico operativo associato ad un livello di deformazione atteso per opere di contenimento e fondazioni rigide; [32]

$E_{op_E0/10} = E_0 / 10$ modulo elastico operativo associato ad un livello di deformazione atteso per rilevati in terra e fondazioni flessibili. [33]

In letteratura sono disponibili diverse relazioni che consentono di valutare il modulo elastico operativo a partire dai risultati forniti dalle prove SPT e di compararlo con i valori ottenuti a partire dal modulo elastico iniziale.

Le relazioni sono elencate di seguito e bisogna notare come queste non considerino l'influenza della tensione verticale efficace e portino, quindi, ad un andamento del modulo decrescente con la profondità a parità di risultati provenienti dalle prove SPT.

Terreni non coesivi per livello di deformazione mobilitata pari a 0.1% (Burland e Burbidge 1985):

$$E'_{0.1} = \left[0.9044 \cdot (N_{60})^{0.4019}\right] \cdot N_{60}$$ valore minimo [MPa] [34]

$$E'_{0.1} = \left[1.3664 \cdot (N_{60})^{0.4041}\right] \cdot N_{60}$$ valore massimo [MPa] [35]

Sabbie (Schmertmann)

$$E'_{op} = 0.8 \cdot N_{60}$$ sabbie fini [MPa] [36]

$$E'_{op} = 1.2 \cdot N_{60}$$ sabbie medie [MPa] [37]

$$E'_{op} = 2.0 \cdot N_{60}$$ sabbie grossolane [38]

Sabbie e ghiaie (D'Appolonia et al. 1971)

$$E'_{op} = 18.57 + 0.765 \cdot N_{60} \cdot \left(1 - \nu^2\right)$$ sabbie normalconsolidate [MPa] [39]

$$E'_{op} = \frac{375 + 10.63 \cdot N_{60}}{10}$$ sabbie sovraconsolidate [MPa] [40]

$$E'_{op} = \frac{191 + 7.71 \cdot N_{60}}{10}$$ sabbie normalconsolidate con ghiaie [MPa] [41]

$$E'_{op} = 42.39 + 0.978 \cdot N_{60} \cdot \left(1 - \nu^2\right)$$ sabbie sovraconsolidate con ghiaie [MPa] [42]

Sabbie (Schultze e Mezenbach)

$$E'_{op} = \frac{76 + 5.27 \cdot N_{60}}{10}$$ sabbie in condizioni sature [MPa] [43]

Sabbie (Webb)

$$E'_{op} = \frac{73 + 4.87 \cdot N_{60}}{10}$$ sabbie in condizioni sature [MPa] [44]

$$E'_{op} = \frac{16 + 3.22 \cdot N_{60}}{10}$$ sabbie con parte fine di tipo plastico [MPa] [45]

Sabbie e ghiaie (European Conference on STP 1974)

$$E'_{op} = 15 \cdot \ln\left(\frac{N_{60}}{60} \cdot 55\right)$$ sabbie normalconsolidate- valore minimo [MPa] [46]

$$E'_{op} = 22 \cdot \ln\left(\frac{N_{60}}{60} \cdot 55\right)$$ sabbie normalconsolidate- valore massimo [MPa] [47]

$$E'_{op} = 0.25 \cdot \left(15 + \frac{N_{60}}{60} \cdot 55\right)$$ sabbie in condizioni sature [MPa] [48]

$$E'_{op} = 1.2 \cdot \left(6 + \frac{N_{60}}{60} \cdot 55\right)$$ sabbie ghiaiose e ghiaie [MPa] [49]

$$E'_{op} = 0.6 \cdot \left(6 + \frac{N_{60}}{60} \cdot 55\right) \quad \text{se } \left(\frac{N_{60}}{60} \cdot 55\right) \le 15$$ sabbie ghiaiose e ghiaie [MPa] [50]

$$E'_{op} = 2 + 0.6 \cdot \left(6 + \frac{N_{60}}{60} \cdot 55\right) \quad \text{se } \left(\frac{N_{60}}{60} \cdot 55\right) > 15$$ sabbie ghiaiose e ghiaie [MPa] [51]

$$E'_{op} = 0.32 \cdot \left(15 + \frac{N_{60}}{60} \cdot 55\right)$$ sabbie argillose [MPa] [52]

$$E'_{op} = 0.3 \cdot \left(6 + \frac{N_{60}}{60} \cdot 55\right)$$ sabbie argillose [MPa] [53]

#### 3.2.1.2 Modulo elastico non drenato

Il modulo elastico in condizioni non drenate $E_U$ può essere stimato sulla base dei risultati delle prove SPT attraverso l'utilizzo delle seguenti relazioni (espresse in MPa):

Argille e limi (Stroud 1989)

$E_U = (1.0 \div 1.2) \cdot N_{60}$ per un livello di carico (q/qult) ≥ 10% [54]

$E_U = (6.3 \div 10.4) \cdot N_{60}$ per piccole deformazioni e per un livello di carico(q/qult) < 10% [55]

### 3.2.1.3 Modulo edometrico

Sabbie e ghiaie

Il modulo edometrico M può essere stimato a partire dai risultati delle prove SPT attraverso l'utilizzo delle seguenti relazioni (espresse in MPa):

| | | | |
|---|---|---|---|
| $M = 0.71 \cdot N_{60}$ | sabbie | Farrent | [56] |
| $M = 0.354 \cdot N_{60} + 3.8$ | sabbie fini | Menzebach e Malcev | [57] |
| $M = 0.446 \cdot N_{60} + 3.8$ | sabbie medie | Menzebach e Malcev | [58] |
| $M = 1.046 \cdot N_{60} + 3.8$ | sabbie con ghiaie | Menzebach e Malcev | [59] |
| $M = 1.184 \cdot N_{60} + 3.8$ | sabbie ghiaiose | Menzebach e Malcev | [60] |

Argille

| | | | |
|---|---|---|---|
| $M = 0.6 \cdot N_{60}$ | argille a bassa plasticità (IP<20) | Stroud e Butler | [61] |
| $M = 0.5 \cdot N_{60}$ | argille ad alta plasticità (IP>20) | Stroud e Butler | [62] |

### 3.2.1.1 Coesione non drenata

La coesione non drenata $C_u$ può essere stimata a partire dai risultati delle prove SPT attraverso l'utilizzo delle seguenti relazioni (espresse in kPa):

Limi e argille (Stroud 1974):

| | | |
|---|---|---|
| $C_U = 3.5 \cdot N_{60}$ | valore minimo | [63] |
| $C_U = 6.5 \cdot N_{60}$ | valore massimo | [64] |

Argille (Terzaghi e Peck):

| | | |
|---|---|---|
| $C_U = 6.7 \cdot N_{60}$ | argille a media plasticità | [65] |

Argille (DM-7 Design Manual for Soil Mechanics):

| | | |
|---|---|---|
| $C_U = 3.8 \cdot N_{60}$ | argille a bassa plasticità | [66] |
| $C_U = 7.4 \cdot N_{60}$ | argille a media plasticità | [67] |
| $C_U = 12.5 \cdot N_{60}$ | argille ad alta plasticità | [68] |

Limi e argille (Sanglerat):

$C_U = 6.7 \cdot N_{60}$ argille limoso-sabbiose [69]

$C_U = 10.0 \cdot N_{60}$ argille limose [70]

$C_U = 12.5 \cdot N_{60}$ argille a media plasticità [71]

Argille sovraconsolidate (Stroud 1989):

$C_U = 4.5 \cdot N_{60}$ argille con IP~50% [72]

$C_U = 5.5 \cdot N_{60}$ argille con IP~15% [73]

### *3.2.2 COEFFICIENTE DI PERMEABILITA'*

Quando le prove di permeabilità non sono disponibili (tipicamente prove Lanfranc), il coefficiente di permeabilità K può essere valutato in base alla composizione del terreno, come mostrato nella successiva tabella.

| **Composizione del terreno** | **Coefficiente di permeabilità K (m/s)** |
|---|---|
| ghiaie pulite | $> 10^{-2}$ |
| sabbie pulite, sabbie e ghiaie | $10^{-2} \div 10^{-5}$ |
| sabbia fine | $10^{-4} \div 10^{-6}$ |
| limi | $10^{-6} \div 10^{-8}$ |
| argille | $< 10^{-9}$ |

In base alla classificazione USCS, i valori tipici della del coefficiente di permeabilità possono essere valutati in base alla seguente tabella (introdotta da Linderburg).

| **Simbolo del gruppo (USCS)** | **Valori tipici del coefficiente di permeabilità (cm/s)** |
|---|---|
| GW | 2.5 x 10-2 |
| GP | 5 x 10-2 |
| GM | >5 x 10-7 |
| GC | >5 x 10-8 |
| SW | >5 x 10-4 |
| SP | >5 x 10-4 |
| SM | >2.5 x 10-5 |
| SM-SC | >1 x 10-6 |
| SC | >2.5 x 10-7 |
| ML | >5 x 10-6 |
| ML-CL | >2.5 x 10-7 |

| Simbolo del gruppo (USCS) | Valori tipici del coefficiente di permeabilità (cm/s) |
|---|---|
| CL | >5 x 10-8 |
| MH | >2.5 x 10-7 |
| CH | >5 x 10-8 |

Il coefficiente di permeabilità delle sabbie può essere valutato tramite l'equazione di Hazen:

$$K = c \cdot D_{10}^2 \quad \text{[cm/s]} \qquad [74]$$

dove:

c costante con valori compresi tra 0.4 a 1.2, valore tipico pari a 1;

$D_{10}$ dimensione effettiva [mm].

### *3.2.3 TENSIONE GEOSTATICA E GRADO DI CONSOLIDAZIONE*

Lo stato tensionale geostatico può essere descritto dai seguenti valori geotecnici:

$\sigma_{v0}$ tensione verticale totale, funzione dell'unità di peso e della profondità;

u pressione interstiziale dell'acqua per terreni sotto falda, ottenuta da misure piezometriche o studi idrogeologici;

$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u$ tensione verticale efficace [75]

$\sigma'_{h0}$ tensione orizzontale efficace, correlata alla tensione verticale efficace tramite il coefficiente di spinta laterale a riposo $K_0$, come indicato dalla seguente:

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} \qquad [76]$$

Il coefficiente di spinta laterale a riposo $K_0$ può essere valutato attraverso le seguenti espressioni:

$$K_0 = \left(1 - sen\varphi'\right) \cdot \sqrt{OCR} \qquad [77]$$

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \qquad [78]$$

dove:

$\phi'$ angolo di attrito;

OCR grado di sovraconsolidazione;

$\sigma'_P$ massima tensione verticale efficace cui è stato soggetto il deposito nel passato;

$\sigma'_{v0}$ valore attuale della tensione verticale efficace.

Il grado di sovraconsolidazione di terrene coesivi può essere stimato facendo uso della seguente espressione proposta da Ladd e Foot (1974) e Ladd et al. (1977):

$$OCR^{0.85} = \frac{\left(C_u / \sigma'_{v0}\right)}{\left(C_u / \sigma'_{v0}\right)_{NC}} \qquad [79]$$

dove:

$C_u$ coesione non drenata;

$\sigma'_{v0}$ valore attuale della tensione verticale efficace;

$\left(C_u / \sigma'_{v0}\right)_{NC}$ assume valori compresi tra 0.22 (Lancellotta 1993) e 0.3 (Chandler et al. 2004). [80]

### *3.2.4 PROPRIETA' FISICHE E CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO*

Le proprietà fisiche del terreno, determinate tramite test di laboratorio, sono le seguenti:

$\gamma_n$ peso unitario naturale;

$\gamma_d$ peso unitario secco;

$W_n$ contenuto d'acqua (espresso come il rapporto tra il peso dell'acqua ed il peso dei grani solidi);

$G_S$ peso specifico dei grani (espresso come il rapporto tra il peso unitario del terreno ed il peso dell'acqua).

La classificazione del terreno può essere fatta definendone la composizione attraverso l'analisi granulometrica e la determinazione dei limiti di Atterberg.

L'analisi granulometrica può essere fatta mediante setacciatura per la frazione con dimensioni maggiori di 0.075 mm e mediante analisi con idrometro per la frazione con dimensioni minori di

0.075 mm; Le diverse percentuali di passante consentono la definizione dei seguenti contenuti, secondo la classificazione AASHTO:

- ghiaia (è la frazione con dimensioni comprese tra 4.75 e 75 mm);
- sabbia (è la frazione con dimensioni comprese tra 0.075 e 4.75 mm);
- fine (è la frazione con dimensioni minori di 0.075 mm);
- limo (è la frazione con dimensioni comprese tra 0.075 e 0.002 mm);
- argilla (è la frazione con dimensioni minori di 0.002 mm).

Dall'analisi granulometrica, si ricavano le seguenti quantità:

- $D_{60}$ diametro equivalente dei grani per un passante pari al 60%;
- $D_{50}$ diametro equivalente dei grani per un passante pari al 50%;
- $D_{30}$ diametro equivalente dei grani per un passante pari al 30%;
- $D_{10}$ diametro equivalente dei grani per un passante pari al 10%.

Dai valori sopra, si possono ricavare i seguenti parametri che consentono di effettuare la classificazione dei terreni:

$C_U=D_{60}/D_{10}$ coefficiente di uniformità [81]

$C_C=(D_{30})^2/(D_{10}xD_{60})$ coefficiente di curvatura [82]

I limiti di Atterberg consistono nella determinazione dei valori seguenti e degli indici che ne derivano:

- Limite Liquido (LL), concettualmente definito come il contenuto d'acqua in corrispondenza del quale il comportamento di un terreno argilloso passa da plastico a liquido;
- Limite Plastico (PL) valore del contenuto d'acqua in corrispondenza del quale il bastoncino di terra si rompe per un diametro pari a 3.2 mm; un terreno viene classificato come non plastico se il terreno non può essere modellato in bastoncini di diametro pari a 3.2 mm qualunque sia il contenuto d'acqua;
- Indice di Plasticità (PI) è la differenza tra il limite liquido e il limite plastico

  $PI=LL-PL$ [83]

  Il PI è la misura della plasticità del terreno è rappresenta l'ampiezza dell'intervallo del contenuto d'acqua all'interno del quale il terreno manifesta proprietà plastiche. Terreni con un alto PI tendono ad un comportamento simile ad un'argilla, quelli con basso PI tendono ad

un comportamento simile ad un limo e quelli con PI=0 (non plastici) tendono ad avere una piccola o assente frazione limosa o argillosa;

- Indice di Attività (AI) è l'indice di plasticità PI diviso per la percentuale di grani classificati (dimensione inferiore a $2\mu$m ) come argilla C

$$AI=PI/C \qquad [84]$$

Tipi diversi di argille hanno diverse aree superficiali che controllano il quantitativo di acqua necessario a far passare un terreno da una fase ad un'altra, come attraversare il limite liquido o il limite plastico. In base all'attività, si può determinare la tipologia predominante di argilla presente in un campione di terreno. Un'attività alta significa un grande cambiamento di volume quando il terreno è bagnato ed un grande ritiro dopo l'essiccamento. I terreni con lata attività sono molto reattivi chimicamente. Normalmente, l'attività di un'argilla è compresa tra 0.75 e 1.25 ed in questo range l'argilla è indicata come normale. In questo caso, si assume che l'indice di plasticità è circa uguale alla frazione argillosa (A=1). Quando A<0.75, l'argilla è considerata inattiva. Quando A>1.5, l'argilla è considerata attiva.

- Indice di consistenza (CI) è indicato come

$$CI=(LL-W_n)/PI \qquad [85]$$

CI indica lo stato fisico di un terreno e fornisce informazioni qualitative in merito alle sue caratteristiche meccaniche (la resistenza a taglio aumenta e la compressibilità diminuisce all'aumentare di CI).

### *3.2.5 RELAZIONI TRA I MODULI*

In questo paragrafo sono riportate le relazioni esistenti tra i vari moduli provenienti dalla teoria dell'elasticità:

$$M = \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)\cdot(1-2\cdot\nu)}\cdot E' \qquad [86]$$

$$E' = 2\cdot G\cdot(1+\nu) \qquad [87]$$

$$E_U = \frac{3\cdot E'}{2\cdot(1+\nu)} \qquad [88]$$

dove:

| | |
|---|---|
| M | modulo edometrico; |
| E' | modulo di elasticità (drenato); |

G modulo a taglio;

$E_U$ modulo di elasticità (non drenato);

### *3.2.6 MODULO ELASTICO NON DRENATO*

Per terreni coesivi, il modulo elastico non drenato $E_U$ può essere correlato alla coesione non drenata $C_U$ in funzione del grado di sovraconsolidazione OCR e dell'indice di plasticità PI, come indicato nella seguente figura (Duncan e Buchignani 1976), dove i dati corrispondono ad un valore di deformazione pari allo 0.1%.

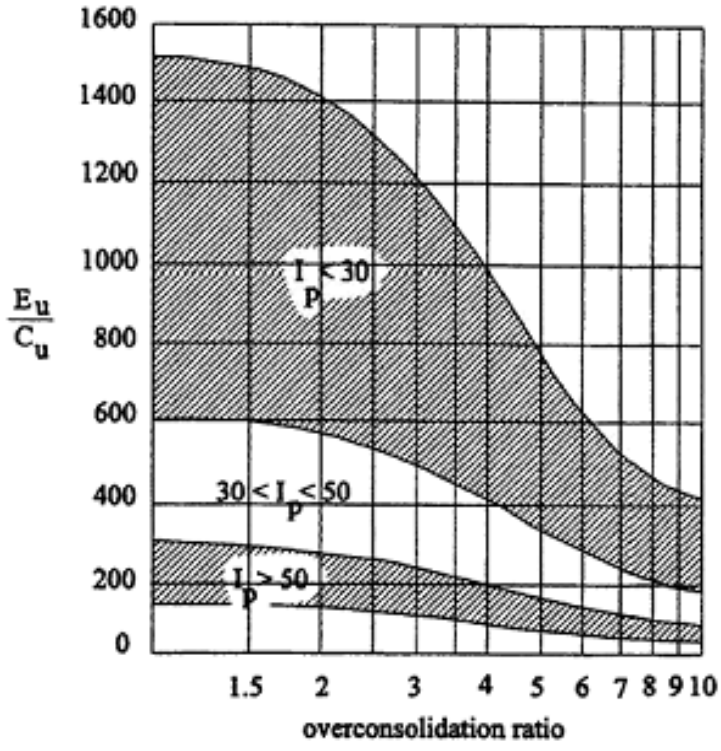



**Figura 3-5 – Rapporto EU/CU in funzione di OCR (Duncan e Buchignani 1976)**

La tabella successiva riassume i rapporti proposti da Tomlinson tra il modulo non drenato e la coesione non drenata per diversi valori dell'indice plastico e del grado di sovraconsolidazione.

| **OCR** | **$E_U/C_U$** | | |
|---|---|---|---|
| | **PI < 30** | **30 < PI < 50** | **PI > 50** |
| < 3 | 800 | 400 | 200 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| 3 ÷ 5 | 500 | 300 | 150 |
| > 5 | 300 | 200 | 100 |

### *3.2.7 COSTANTE DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO*

Costante di reazione del sottofondo $K_S$ è una correlazione concettuale tra la pressione esercitata dal terreno e l'inflessione che è largamente usata nell'analisi strutturale delle fondazioni (fondazioni continue, platee e diversi tipi di fondazioni su pali).

Il valore può essere ottenuto da prove di carico su piastra o può essere valutato mettendo in relazione $K_S$ con i parametri intrinsechi del terreno, come il modulo elastico ricavato da test di laboratorio.

Anche le prove SPT possono essere usate per la stima di della costante di reazione del sottofondo, utilizzando le seguenti espressioni:

Terreni ghiaiosi (Ziaie e Abolhassan Naeni 2006)

$$K_S = 30.143 \cdot (N_{1,60})^{0.489} \quad [MN/m^3] \qquad [89]$$

dove:

$(N_1)_{60}$ è il risultato della prova SPT $N_{SPT}$ normalizzato alla pressione di riferimento (100 KPa) per un'efficienza energetica della perforatrice pari al 60% del valore teorico;

Sabbie (Widjaja 2008)

$$K_S = 0.7 \cdot N_{60} \quad \text{valore minimo } [MN/m^3] \qquad [90]$$

$$K_S = 1.0 \cdot N_{60} \quad \text{valore massimo } [MN/m^3] \qquad [91]$$

dove:

$N_{60}$ è il risultato della prova SPT $N_{SPT}$ per un'efficienza energetica della perforatrice pari al 60% del valore teorico;

Argille (Widjaja 2008)

$$K_S = 0.4 \cdot C_U \quad \text{valore minimo } [MN/m^3] \qquad [92]$$

$$K_S = 0.5 \cdot C_U \quad \text{valore massimo } [MN/m^3] \qquad [93]$$

dove:

$C_U$ coesione non drenata.

### *3.2.8 COEFFICIENTI DI CONSOLIDAZIONE*

Quando i dati provenienti dalle prove edometriche non sono disponibili, il coefficiente di consolidazione primaria $C_V$ può essere stimato utilizzando la seguente espressione (Navfac Design Manual 7.01):

$$C_V = \frac{9}{1000} \cdot (LL - 0.1) \qquad \text{valore minimo [cm/s]} \qquad [94]$$

dove:

$C_V$ coefficiente di consolidazione primaria;

LL limite liquido di Atterberg.

Il coefficiente di consolidazione secondaria $C_\alpha$ può essere valutato utilizzando il seguente grafico, riportato nel Navfac Design Manual, che correla $C_\alpha$ al contenuto d'acqua $W_N$ (%).

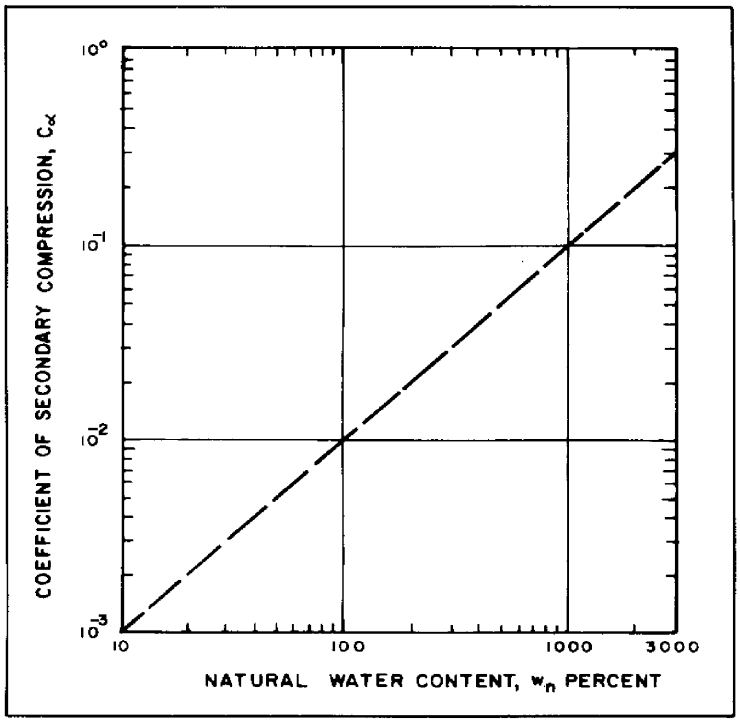



**Figura 3-6 – Coefficiente di consolidazione secondaria $C_\alpha$ in funzione del contenuto d'acqua**

# 4. MODELLO GEOTECNICO

## 4.1 UNITA' DI TERRENO

I sondaggi in situ e le prove di laboratorio hanno evidenziato le seguenti unità stratigrafiche/geotecniche. Le unità di terreno possono essere identificate considerando gli aspetti geologici delle aree coinvolte, mentre la composizione del terreno e la sua classificazione provengono dalle indagini. Le unità individuate sono le seguenti:

- **S**: terreni granulari, costituti principalmente da **sabbia fine** e **sabbia limosa** poca ghiaia o ghiaia assente, da mediamente densa a densa;
- **Sg**: costituita prevalentemente da **sabbie medie e grossolane** con maggiore quantitativo di ghiaia, ma sempre in matrice debolmente limosa. Si presenta da mediamente a molto addensata;

Per ciascun tipo di terreno, può essere utilizzato un set di espressioni per il calcolo dei valori caratteristici dei parametri geotecnici, come esplicitato nelle seguenti tabelle.

| **Espressioni per la DENSITA' RELATIVA** | | **UNITA'** | |
|---|---|---|---|
| | | **S** | **Sg** |
| Skempton (1986) | $D_r = \left\lvert \frac{(N_1)_{60}}{a + b \cdot \sigma'_{v0}} \right\rvert^{0.5}$ | a=27.5<br>b=27.5 | a=27.5<br>b=27.5 |
| Skempton (1986) | $D_r = \left\lvert \frac{(N_1)_{60}}{a + b \cdot \sigma'_{v0}} \right\rvert^{0.5}$ | x | x |
| Shultze and Mezenbach (1961) | $\ln (D_R\ \%) = 0.478 * \ln (N_{SPT}) - 0.262 * \ln (\sigma'_{v0}) + 2.84$ | x | x |

| **Espressioni per l'ANGOLO DI ATTRITO** | | **UNITA'** | |
|---|---|---|---|
| | | **S** | **Sg** |
| American Road Bridge | $\phi'_P = 15 + \sqrt{15 \cdot N_{60}}$ | x | |
| Owasaki and Iwasaki Sands | $\phi'_P = 15 + \sqrt{20 \cdot N_{60}}$ | | x |
| Sowers, 1961 | $\phi'_P = 0.28 \cdot N_{60} + 28$ | | x |

| **Espressioni per l'ANGOLO DI ATTRITO** | | **UNITA'** | |
|---|---|---|---|
| | | **S** | **Sg** |
| Meyerhof (1965) for Sands with silt content - for silt content < 5% | $\phi_P^{'} = 29.47 + 0.46 \cdot N_{60} - 0.004 \cdot N_{60}^2$ | | x |
| Meyerhof (1965) for Sands with silt content - for silt content > 5% | $\phi_P^{'} = 23.70 + 0.57 \cdot N_{60} - 0.006 \cdot N_{60}^2$ | x | |

| **Espressioni per il MODULO ELASTICO OPERATIVO** | | **UNITA'** | |
|---|---|---|---|
| | | **S** | **Sg** |
| Schmertmann - Sabbie | $E_{op}^{'} = 1.2 \cdot N_{60}$ | x | x |
| D'Appolonia- Sabbie normalconsolidate | $E_{op}^{'} = 18.57 + 0.765 \cdot N_{60} \cdot (1 - \nu^2)$ | x | x |
| European Conference on SPT, 1974 per sabbie argillose | $E_{op}^{'} = 0.32 \cdot \left(15 + \frac{N_{60}}{60} \cdot 55\right)$ | x | x |

| **Espressioni per la VELOCITA' DELLE ONDE DI TAGLIO** | | **UNITA'** | |
|---|---|---|---|
| | | **S** | **Sg** |
| Ohta and Goto (1978) | $V_S = C_S \cdot (N_{60})^{0.171} \cdot z^{0.199} \cdot \alpha \cdot \beta$ | $\alpha = 1.00$<br>$\beta = 1.09$ | $\alpha = 1.00$<br>$\beta = 1.07$ |
| Ohta and Goto (1978) | $V_S = C_S \cdot (N_{60})^{0.173} \cdot \left(\frac{z}{0.3048}\right)^{0.193} \cdot \alpha \cdot \beta$ | | $\alpha = 1.00$<br>$\beta = 1.00$ |

## 4.2 INDIVIDUAZIONE DELLE SOTTOZONE OMOGENEE

Nel presente paragrafo, si propone una breve descrizione delle sottozone omogenee, dal punto di vista geologico e geotecnico, individuate lungo il tracciato. Si propone altresì la tabella inerente ai parametri geotecnici di riferimento. Per quanto concerne i grafici inerenti all'andamento dei parametri deducibili dall'interpretazione delle prove SPT, si veda l'Appendice. Le sottozone vengono di seguito elencate, con rifermento ai valori di progressiva (PK).

Si precisa che, cautelativamente, ai valori degli angoli d'attrito provenienti dalla correlazione con le prove SPT è stato posto un limite superiore pari a 30°.

### *4.2.1 ZONA 8 da PK 11+800 a PK 12+883*

La zona 8 è caratterizzata da un primo strato costituito da sabbia grossolana (**Sg**) avente spessore di circa 6m, da un sottostante strato di sabbia fine/sabbia limosa (**S**) di spessore pari a circa 22m e da un ultimo strato di sabbia grossolana (**Sg**) di spessore pari a circa 2m.

Lo strato superficiale **Sg** ha evidenziato un valore di $N_{30}$ pari a 7 e di densità relativa pari a 41% (v. **Tabella 7-1** in appendice).

Lo strato **S** ha evidenziato dei valori di $N_{30}$ compresi nel range 3-42 e di densità relativa compresi nel range 19-53% (v. **Tabella 7-1** in appendice).

Lo strato profondo **Sg** ha evidenziato dei valori di $N_{30}$ compresi nel range 27-45 e di densità relativa compresi nel range 49-59% (v. **Tabella 7-1** in appendice).

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in base alle velocità delle onde di taglio ottenute mediante correlazione con i risultati delle prove SPT (v. **Tabella 7-2** in appendice), è possibile adottare una categoria di sottosuolo C.

**Tabella 4-1 – Zona 8: parametri geotecnici di riferimento**

| ZONA | SONDAGGIO DI RIFERIMENTO | PROFONDITA' | UNITA' TERRENO | $\gamma_{sat}$ [kN/m$^3$] | $\gamma_d$ [kN/m$^3$] | $\Phi'$ [°] | | E'$_{op}$ [MPa] | | Vs [m/s] | | $G_0$ [MPa] | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | max | min | max | min | max | min | max | min |
| 8 | PNMP21004 | da 0 a 6m | Sg | 20 | 17 | 25 | 25 | 6 | 6 | 113 | 113 | 26 | 26 |
| | | da 6m a 28m | S | 20 | 17 | 30 | 22 | 46 | 3 | 331 | 163 | 227 | 55 |
| | | da 28m a 30m | Sg | 20 | 17 | 30 | 30 | 47 | 47 | 254 | 254 | 133 | 133 |

### *4.2.2 ZONA 9 da PK 12+883 a PK 14+475*

La zona 9 è caratterizzata da quattro strati: un primo strato costituito da sabbia fine/sabbia limosa (**S**) avente spessore di circa 3m, un secondo strato di sabbia grossolana (**Sg**) di spessore pari a circa 3m, un terzo strato di sabbia fine/sabbia limosa (**S**) di spessore pari a 12m ed un ultimo strato di sabbia grossolana (**Sg**) di spessore pari a circa 12m.

Lo strato superficiale **S** ha evidenziato un valore di $N_{30}$ pari a 6 e di densità relativa pari a 38% (v. **Tabella 7-3** in appendice).

Il secondo strato **Sg** ha evidenziato un valore di $N_{30}$ pari a 13 e di densità relativa pari a 46% (v. **Tabella 7-3** in appendice).

Il terzo strato **S** ha evidenziato dei valori di $N_{30}$ compresi nel range 9-18 e di densità relativa compresi nel range 28-49% (v. **Tabella 7-3** in appendice).

Lo strato profondo **Sg** ha evidenziato dei valori di $N_{30}$ compresi nel range 14-33 e di densità relativa compresi nel range 28-38% (v. **Tabella 7-3** in appendice).

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in base alle velocità delle onde di taglio ottenute mediante correlazione con i risultati delle prove SPT (v. **Tabella 7-4** in appendice), è possibile adottare una categoria di sottosuolo C.

**Tabella 4-2 – Zona 9: parametri geotecnici di riferimento**

| ZONA | SONDAGGIO DI RIFERIMENTO | PROFONDITA' | TIPO DI TERRENO | $\gamma_{sat}$ [kN/m$^3$] | $\gamma_d$ [kN/m$^3$] | $\Phi'$ [°] | | $E'_{op}$ [MPa] | | Vs [m/s] | | $G_0$ [MPa] | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | max | min | max | min | max | min | max | min |
| 9 | PNNMOZU05 | da 0 a 3m | S | 20 | 17 | 23 | 23 | 5 | 5 | 151 | 151 | 47 | 47 |
| | | da 3m a 6m | Sg | 20 | 17 | 30 | 30 | 13 | 13 | 145 | 145 | 44 | 44 |
| | | da 6m a 18m | S | 20 | 17 | 30 | 27 | 22 | 11 | 277 | 237 | 159 | 116 |
| | | da 18m a 30m | Sg | 20 | 17 | 30 | 30 | 40 | 17 | 241 | 196 | 120 | 80 |

### *4.2.3 ZONA 10 da PK 14+475 a PK 16+372*

La zona 10 è caratterizzata da un primo strato costituito da sabbia grossolana (**Sg**) avente spessore di circa 5m, da un sottostante strato di sabbia fine/sabbia limosa (**S**) di spessore pari a circa 19m e da un ultimo strato di sabbia grossolana (**Sg**) di spessore pari a circa 6m.

Lo strato superficiale **Sg** ha evidenziato dei valori di $N_{30}$ compresi nel range 5-13 e di densità relativa compresi nel range 40-67% (v. **Tabella 7-5** in appendice).

Lo strato **S** ha evidenziato dei valori di $N_{30}$ compresi nel range 7-75 e di densità relativa compresi nel range 39-74% (v. **Tabella 7-5** in appendice).

Lo strato profondo **Sg** ha evidenziato dei valori di $N_{30}$ compresi nel range 19-59 e di densità relativa compresi nel range 32-64% (v. **Tabella 7-5** in appendice).

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in base alle velocità delle onde di taglio ottenute mediante correlazione con i risultati delle prove SPT (v. **Tabella 7-6** in appendice), è possibile adottare una categoria di sottosuolo C.

**Tabella 4-3 – Zona 10: parametri geotecnici di riferimento**

| ZONA | SONDAGGIO DI RIFERIMENTO | PROFONDITA' | UNITA' TERRENO | $\gamma_{sat}$ [kN/m$^3$] | $\gamma_d$ [kN/m$^3$] | $\Phi'$ [°] | | $E'_{op}$ [MPa] | | Vs [m/s] | | $G_0$ [MPa] | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | max | min | max | min | max | min | max | min |
| 10 | S1 | da 0 a 4.7m | Sg | 18 | 14 | 29 | 24 | 12 | 5 | 116 | 106 | 25 | 21 |
| | | da 4.7m a 24m | S | 18 | 14 | 30 | 25 | 63 | 8 | 376 | 188 | 283 | 67 |
| | | da 24m a 30m | Sg | 20 | 16 | 30 | 30 | 56 | 23 | 258 | 219 | 133 | 96 |

### *4.2.4 ZONA 11 da PK 16+372 a PK 18+424*

La zona 11 è caratterizzata da un unico strato costituito da sabbia fine/sabbia limosa (**S**) avente spessore di circa 30m.

Detto strato ha evidenziato dei valori di $N_{30}$ compresi nel range 4-70 e di densità relativa compresi nel range 29-74% (v. **Tabella 7-7** in appendice).

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in base alle velocità delle onde di taglio ottenute mediante correlazione con i risultati delle prove SPT (v. **Tabella 7-8** in appendice), è possibile adottare una categoria di sottosuolo C.

**Tabella 4-4 – Zona 11: parametri geotecnici di riferimento**

| ZONA | SONDAGGIO DI RIFERIMENTO | PROFONDITA' | UNITA' TERRENO | $\gamma_{sat}$ [kN/m$^3$] | $\gamma_d$ [kN/m$^3$] | $\Phi'$ [°] | | E'$_{op}$ [MPa] | | Vs [m/s] | | $G_0$ [MPa] | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | max | min | max | min | max | min | max | min |
| 11 | PNNMOZ007 | da 0 a 30m | S | 20 | 17 | 30 | 22 | 62 | 4 | 356 | 125 | 261 | 32 |

### *4.2.5 ZONA 12 da PK 18+424 a PK 20+345*

La zona 12 è caratterizzata da un primo strato costituito da sabbia fine/sabbia limosa (**S**) avente spessore di circa 3m, da un sottostante strato di sabbia grossolana (**Sg**) di spessore pari a circa 2m e da un ultimo strato di sabbia fine/sabbia limosa (**S**) di spessore pari a circa 25m.

Lo strato superficiale **S** ha evidenziato un valore di $N_{30}$ pari a 13 e di densità relativa pari a 70% (v. **Tabella 7-9** in appendice).

Lo strato **Sg** ha evidenziato un valore di $N_{30}$ pari a 18 e di densità relativa pari a 71% (v. **Tabella 7-9** in appendice).

Lo strato profondo **S** ha evidenziato dei valori di $N_{30}$ compresi nel range 14-80 e di densità relativa compresi nel range 56-88% (v. **Tabella 7-9** in appendice).

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in base alle velocità delle onde di taglio ottenute mediante correlazione con i risultati delle prove SPT (v. **Tabella 7-10** in appendice), è possibile adottare una categoria di sottosuolo C.

**Tabella 4-5 – Zona 12: parametri geotecnici di riferimento**

| ZONA | SONDAGGIO DI RIFERIMENTO | PROFONDITA' | UNITA' TERRENO | $\gamma_{sat}$ [kN/m$^3$] | $\gamma_d$ [kN/m$^3$] | $\Phi'$ [°] | | E'$_{op}$ [MPa] | | Vs [m/s] | | $G_0$ [MPa] | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | max | min | max | min | max | min | max | min |
| 12 | S2 | da 0 a 3m | S | 16 | 10 | 27 | 27 | 12 | 12 | 162 | 162 | 43 | 43 |
| | | da 3m a 5m | Sg | 16 | 10 | 30 | 30 | 18 | 18 | 149 | 149 | 37 | 37 |
| | | da 5m a 10m | S | 16 | 10 | 30 | 29 | 64 | 16 | 397 | 226 | 260 | 84 |
| | | da 10m a 30m | S | 20 | 16 | 30 | 29 | 64 | 16 | 397 | 226 | 260 | 84 |

### *4.2.6 ZONA 13 da PK 20+345 a PK 21+100*

La zona 13 è caratterizzata da un primo strato costituito da sabbia fine/sabbia limosa (**S**) avente spessore di circa 3m, da un sottostante strato di sabbia grossolana (**Sg**) di spessore pari a circa 7m e da un ultimo strato di sabbia fine/sabbia limosa (**S**) di spessore pari a circa 10m.

Lo strato superficiale **S** ha evidenziato un valore di $N_{30}$ pari a 6 e di densità relativa pari a 47% (v. **Tabella 7-11** in appendice).

Lo strato **Sg** ha evidenziato dei valori di $N_{30}$ compresi nel range 6-21 e di densità relativa compresi nel range 38-70% (v. **Tabella 7-11** in appendice).

Lo strato profondo **S** ha evidenziato dei valori di $N_{30}$ compresi nel range 23-49 e di densità relativa compresi nel range 60-82% (v. **Tabella 7-11** in appendice).

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in base alle velocità delle onde di taglio ottenute mediante correlazione con i risultati delle prove SPT (v. **Tabella 7-12** in appendice), è possibile adottare una categoria di sottosuolo C.

**Tabella 4-6 – Zona 13: parametri geotecnici di riferimento**

| ZONA | SONDAGGIO DI RIFERIMENTO | PROFONDITA' | UNITA' TERRENO | $\gamma_{sat}$ [kN/m$^3$] | $\gamma_d$ [kN/m$^3$] | $\Phi'$ [°] | | E'$_{op}$ [MPa] | | Vs [m/s] | | $G_0$ [MPa] | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | max | min | max | min | max | min | max | min |
| 13 | PNNMOZF08 | da 0 a 3m | S | 16 | 10 | 23 | 23 | 5 | 5 | 130 | 130 | 28 | 28 |
| | | da 3m a 10m | Sg | 16 | 10 | 30 | 25 | 24 | 6 | 168 | 120 | 47 | 24 |
| | | da 10m a 20m | S | 16 | 10 | 30 | 30 | 50 | 28 | 323 | 195 | 173 | 123 |

### *4.2.7 ZONA 14 da PK 21+100 a PK 23+369*

La zona 14 è caratterizzata da un unico strato costituito da sabbia fine/sabbia limosa (**S**) avente spessore di circa 30m.

Detto strato ha evidenziato dei valori di $N_{30}$ compresi nel range 24-60 e di densità relativa compresi nel range 53-86% (v. **Tabella 7-13** in appendice).

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in base alle velocità delle onde di taglio ottenute mediante correlazione con i risultati delle prove SPT (v. **Tabella 7-14** in appendice), è possibile adottare una categoria di sottosuolo C.

**Tabella 4-7 – Zona 14: parametri geotecnici di riferimento**

| ZONA | SONDAGGIO DI RIFERIMENTO | PROFONDITA' | UNITA' TERRENO | $\gamma_{sat}$ [kN/m$^3$] | $\gamma_d$ [kN/m$^3$] | $\Phi'$ [°] | | E'$_{op}$ [MPa] | | Vs [m/s] | | $G_0$ [MPa] | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | max | min | max | min | max | min | max | min |
| 14 | SCMP21005 | da 0 a 30m | S | 18 | 13 | 30 | 30 | 57 | 22 | 369 | 195 | 252 | 70 |

### *4.2.8 ZONA 15 da PK 23+369 a PK 25+900*

La zona 11 è caratterizzata da un unico strato costituito da sabbia fine/sabbia limosa (**S**) avente spessore di circa 30m.

Detto strato ha evidenziato dei valori di $N_{30}$ compresi nel range 7-75 e di densità relativa compresi nel range 33-95% (v. **Tabella 7-15** in appendice).

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in base alle velocità delle onde di taglio ottenute mediante correlazione con i risultati delle prove SPT (v. **Tabella 7-16** in appendice), è possibile adottare una categoria di sottosuolo C.

**Tabella 4-8 – Zona 15: parametri geotecnici di riferimento**

| ZONA | SONDAGGIO DI RIFERIMENTO | PROFONDITA' | UNITA' TERRENO | $\gamma_{sat}$ [kN/m$^3$] | $\gamma_d$ [kN/m$^3$] | $\Phi'$ [°] | | $E'_{op}$ [MPa] | | Vs [m/s] | | $G_0$ [MPa] | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | max | min | max | min | max | min | max | min |
| 15 | S3 | da 0 a 30m | S | 20 | 16 | 30 | 24 | 63 | 7 | 393 | 144 | 310 | 42 |

### *4.2.9 ZONA 16 da PK 25+900 a PK 26+362*

La zona 16 è caratterizzata da un primo strato costituito da sabbia fine/sabbia limosa (**S**) avente spessore di circa 2m, da un sottostante strato di sabbia grossolana (**Sg**) di spessore pari a circa 5m e da un ultimo strato di sabbia fine/sabbia limosa (**S**) di spessore pari a circa 33m.

Lo strato superficiale **S** ha evidenziato un valore di $N_{30}$ pari a 15 e di densità relativa pari a 10% (v. **Tabella 7-17** in appendice).

Lo strato **Sg** ha evidenziato un valore di $N_{30}$ pari a 10 e di densità relativa pari a 10% (v. **Tabella 7-17** in appendice).

Lo strato profondo **S** ha evidenziato dei valori di $N_{30}$ compresi nel range 7-52 e di densità relativa compresi nel range 26-43% (v. **Tabella 7-17** in appendice).

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in base alle velocità delle onde di taglio ottenute mediante correlazione con i risultati delle prove SPT (v. **Tabella 7-18** in appendice), è possibile adottare una categoria di sottosuolo C.

**Tabella 4-9 – Zona 16: parametri geotecnici di riferimento**

| ZONA | SONDAGGIO DI RIFERIMENTO | PROFONDITA' | UNITA' TERRENO | $\gamma_{sat}$ [kN/m$^3$] | $\gamma_d$ [kN/m$^3$] | $\Phi'$ [°] | | $E'_{op}$ [MPa] | | Vs [m/s] | | $G_0$ [MPa] | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | max | min | max | min | max | min | max | min |
| 16 | DHNMOZP10 | da 0 a 2m | S | 21 | 18 | 28 | 28 | 14 | 14 | 177 | 177 | 69 | 69 |
| | | da 2m a 7m | Sg | 21 | 18 | 28 | 28 | 10 | 10 | 139 | 139 | 42 | 42 |
| | | da 7m a 40m | S | 21 | 18 | 30 | 25 | 52 | 8 | 368 | 253 | 297 | 90 |

### *4.2.10 ZONA 17 da PK 26+362 a PK 28+030*

La zona 17 è caratterizzata da un primo strato costituito da sabbia grossolana (**Sg**) avente spessore di circa 10m e da un sottostante strato di sabbia fine/sabbia limosa (**S**) di spessore pari a circa 20m.

Lo strato **Sg** ha evidenziato dei valori di $N_{30}$ compresi nel range 3-11 e di densità relativa compresi nel range 17-41% (v. **Tabella 7-19** in appendice).

Lo strato **S** ha evidenziato dei valori di $N_{30}$ compresi nel range 23-51 e di densità relativa compresi nel range 41-56% (v. **Tabella 7-19** in appendice).

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in base alle velocità delle onde di taglio ottenute mediante correlazione con i risultati delle prove SPT (v. **Tabella 7-20** in appendice), è possibile adottare una categoria di sottosuolo C.

**Tabella 4-10 – Zona 17: parametri geotecnici di riferimento**

| ZONA | SONDAGGIO DI RIFERIMENTO | PROFONDITA' | UNITA' TERRENO | $\gamma_{sat}$ [kN/m$^3$] | $\gamma_d$ [kN/m$^3$] | $\Phi'$ [°] | | $E'_{op}$ [MPa] | | Vs [m/s] | | $G_0$ [MPa] | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | max | min | max | min | max | min | max | min |
| 17 | PNMP21P06 | da 0 a 10m | Sg | 21 | 18 | 29 | 23 | 11 | 3 | 137 | 98 | 41 | 21 |
| | | da 10m a 30m | S | 21 | 18 | 30 | 30 | 51 | 28 | 368 | 279 | 296 | 171 |

## 4.3 LIVELLI DI FALDA

I dati piezometrici disponibili si riferiscono a differenti campagne di indagine, eseguite tra il 2012 ed il 2018, presso l'area di interesse. in **Tabella 4-11** si riportano i valori di falda rilevati.

**Tabella 4-11 – Livelli di falda registrati e di progetto**

| Sondaggio | livello di falda [m da p.c.] | | |
|---|---|---|---|
| | campagna anno 2012 | campagna anno 2015 | campagna anno 2018 |
| PNMP21004 | 4 | | |
| PNNMOZU05 | | | 3.5 |
| S1 | | 1.19 | |
| PNNMOZ007 | | | 1.9 |
| S2 | | 3.31 | |
| PNNMOZF08 | | | 2.5 |
| SCMP21005 | | | 5.7 |
| S3 | | 5.14 | |
| DHNMOZP10 | | | 8.3 |
| PNMP21P06 | 7 | | |

## 4.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PER LE OPERE MAGGIORI E MINORI

Nei seguenti paragrafi si riportano i parametri scelti per la progettazione delle opere maggiori e delle opere minori. Nella scelta del valore di progetto dell'angolo di attrito, è stato tenuto conto dei risultati provenienti sia dalle prove SPT che dalle prove di laboratorio (qualora disponibili). In particolare, il valore dell'angolo di attrito di progetto coincide con il valore proveniente dalle prove di laboratorio, qualora questo risulti compreso nel range di valori ottenuti dalle prove SPT, altrimenti coincide con il valore minimo proveniente dalle correlazioni con le prove SPT.

### *4.4.1 VI03, IV01*

Le opere VI03, IV01 ricadono nella zona omogenea 8, il cui sondaggio di riferimento è PNMP21O04.

Per lo strato Sg superficiale, il valore dell'angolo di attrito proveniente dalle correlazioni con le prove SPT è pari a 25°.

Per lo strato S, la prova di taglio diretto, eseguita su un campione prelevato ad una profondità compresa tra 6.0-6.3m, ha fornito un valore dell'angolo di attrito pari a 30°. Detto valore è risultato compreso nel range di valori (22°-30°) provenienti dalle correlazioni SPT.

Per lo strato Sg profondo, il valore dell'angolo di attrito proveniente dalle correlazioni con le prove SPT è pari a 30°.

I valori di progetto dei parametri geotecnici sono riassunti in **Tabella 4-12**.

La profondità della falda di progetto è assunta pari a:

- 0 m da p.c. per l'opera VI03;
- 4 m da p.c. per l'opera IV04.

**Tabella 4-12 – parametri geotecnici di progetto delle opere VI03, IV01**

| ZONA | SONDAGGIO DI RIFERIMENTO | PROFONDITA' | ITA' TERRE | $\gamma_{sat}$ [kN/m$^3$] | $\gamma_d$ [kN/m$^3$] | $\Phi'$ [°] | | $\Phi'$ [°] | $\Phi'$ [°] | $N_{SPT}$ | | $N_{SPT}$ | $E'_{op}$ [MPa] | | Vs [m/s] | | categoria | $G_0$ [MPa] | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | max | min | laboratorio | scelto | max | min | scelto | max | min | max | min | terreno | max | min |
| 8 | PNMP21004 | da 0 a 6m | Sg | 20 | 17 | 25 | 25 | | 25 | 7 | 7 | 7 | 6 | 6 | 113 | 113 | C | 26 | 26 |
| | | da 6m a 28m | S | 20 | 17 | 30 | 22 | 30 | 30 | 42 | 3 | 23 | 46 | 3 | 331 | 163 | | 227 | 55 |
| | | da 28m a 30m | Sg | 20 | 17 | 30 | 30 | | 30 | 44 | 44 | 44 | 47 | 47 | 254 | 254 | | 133 | 133 |

### *4.4.2 VI04, SL04, FERMATA VILLAMAGGIORE*

Le opere VI04, SL04, FERMATA VILLAMAGGIORE ricadono nella zona omogenea 9, il cui sondaggio di riferimento è PNNMOZU05.

Per il primo strato S, il valore dell'angolo di attrito proveniente dalle correlazioni con le prove SPT è pari a 23°.

Per il secondo strato Sg, il valore dell'angolo di attrito proveniente dalle correlazioni con le prove SPT è pari a 30°.

Per il terzo strato S, il range di valori dell'angolo di attrito provenienti dalle correlazioni con le prove SPT è 27°-30°.

Per il quarto strato Sg, il valore dell'angolo di attrito proveniente dalle correlazioni con le prove SPT è pari a 30°.

I valori di progetto dei parametri geotecnici sono riassunti in **Tabella 4-13**.

La profondità della falda di progetto è assunta pari a:

- 0 m da p.c. per l'opera VI04 e SL04;
- 3.8 m da p.c. per l'opera FERMATA VILLAMAGGIORE.

**Tabella 4-13 – parametri geotecnici di progetto dell'opera VI04, SL04, FERMARA VILLAMAGGIORE**

| ZONA | SONDAGGIO DI RIFERIMENTO | PROFONDITA' | TIPO DI TERRENO | $\gamma_{sat}$ [kN/m$^3$] | $\gamma_d$ [kN/m$^3$] | $\Phi'$ [°] | | $\Phi'$ [°] | $\Phi'$ [°] | $E'_{op}$ [MPa] | | Vs [m/s] | | categoria | $G_0$ [MPa] | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | max | min | laboratorio | scelto | max | min | max | min | terreno | max | min |
| 9 | PNNMOZU05 | da 0 a 3m | S | 20 | 17 | 23 | 23 | | 23 | 5 | 5 | 151 | 151 | C | 47 | 47 |
| | | da 3m a 6m | Sg | 20 | 17 | 30 | 30 | | 30 | 13 | 13 | 145 | 145 | | 44 | 44 |
| | | da 6m a 18m | S | 20 | 17 | 30 | 27 | | 27 | 22 | 11 | 277 | 237 | | 159 | 116 |
| | | da 18m a 30m | Sg | 20 | 17 | 30 | 30 | | 30 | 40 | 17 | 241 | 196 | | 120 | 80 |

### *4.4.3 VI05, VI06, VI07, VI09*

Le opere VI05, VI06, VI07, VI09 ricadono nella zona omogenea 10, il cui sondaggio di riferimento è S1.

Per lo strato Sg superficiale , il range di valori dell'angolo di attrito provenienti dalle correlazioni con le prove SPT è 24°-29°.

Per lo strato S, la prova di taglio diretto, eseguita su un campione prelevato ad una profondità compresa tra 19.4-19.9m, ha fornito un valore dell'angolo di attrito pari a 28°. Detto valore è risultato compreso nel range di valori (25°-30°) provenienti dalle correlazioni SPT.

Per lo strato Sg profondo, il valore dell'angolo di attrito proveniente dalle correlazioni con le prove SPT è pari a 30°.

I valori di progetto dei parametri geotecnici sono riassunti in **Tabella 4-14**.

La profondità della falda di progetto è assunta pari a:

- 0 m da p.c. per le opere VI05, VI06, VI07;
- 6.0 m da p.c. per l'opera VI09.

**Tabella 4-14 – parametri geotecnici di progetto delle opere VI05, VI06, VI07, VI09**

| ZONA | SONDAGGIO DI RIFERIMENTO | PROFONDITA' | UNITA' TERRENO | $\gamma_{sat}$ [kN/m$^3$] | $\gamma_d$ [kN/m$^3$] | $\Phi'$ [°] | | $\Phi'$ [°] | $\Phi'$ [°] | $E'_{op}$ [MPa] | | Vs [m/s] | | categoria | $G_0$ [MPa] | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | max | min | laboratorio | scelto | max | min | max | min | terreno | max | min |
| 10 | S1 | da 0 a 4.7m | Sg | 18 | 14 | 29 | 24 | | 24 | 12 | 5 | 116 | 106 | C | 25 | 21 |
| | | da 4.7m a 24m | S | 18 | 14 | 30 | 25 | 28 | 28 | 63 | 8 | 376 | 188 | | 283 | 67 |
| | | da 24m a 30m | Sg | 20 | 16 | 30 | 30 | | 30 | 56 | 23 | 258 | 219 | | 133 | 96 |

### *4.4.4 SL05*

L'opera SL05 ricade nella zona omogenea 11, il cui sondaggio di riferimento è PNNMOZ007.

Per lo strato S, la prova di taglio diretto, eseguita su un campione prelevato ad una profondità compresa tra 7.5-8.0m, ha fornito un valore dell'angolo di attrito pari a 29°. Detto valore è risultato compreso nel range di valori (22°-30°) provenienti dalle correlazioni SPT.

I valori di progetto dei parametri geotecnici sono riassunti in **Tabella 4-15**.

La profondità della falda di progetto è assunta pari a -3.0m da p.c..

**Tabella 4-15 – parametri geotecnici di progetto dell'opera SL05**

| ZONA | SONDAGGIO DI RIFERIMENTO | PROFONDITA' | UNITA' TERRENO | $\gamma_{sat}$ [kN/m$^3$] | $\gamma_d$ [kN/m$^3$] | $\Phi'$ [°] | | $\Phi'$ [°] | $\Phi'$ [°] | $E'_{op}$ [MPa] | | Vs [m/s] | | categoria | $G_0$ [MPa] | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | max | min | laboratorio | scelto | max | min | max | min | terreno | max | min |
| 11 | PNNMOZ007 | da 0 a 30m | S | 20 | 17 | 30 | 22 | 29 | 29 | 62 | 4 | 356 | 125 | C | 261 | 32 |

### *4.4.5 SL06*

L'opera SL06 ricade nella zona omogenea 12, il cui sondaggio di riferimento è S2.

Per lo strato S superficiale , il valore dell'angolo di attrito proveniente dalle correlazioni con le prove SPT è pari a 27°.

Per lo strato Sg, il valore dell'angolo di attrito proveniente dalle correlazioni con le prove SPT è pari a 30°.

Per lo strato S profondo, il range di valori dell'angolo di attrito provenienti dalle correlazioni con le prove SPT è 29°-30°. Tale strato è stato diviso in due sottostrati a partire da 10m di profondità.

I valori di progetto dei parametri geotecnici sono riassunti in **Tabella 4-16**.

La profondità della falda di progetto è assunta pari a 3.7 m da p.c..

**Tabella 4-16 – parametri geotecnici di progetto dell'opera SL06**

| ZONA | SONDAGGIO DI RIFERIMENTO | PROFONDITA' | UNITA' TERRENO | $\gamma_{sat}$ [kN/m$^3$] | $\gamma_d$ [kN/m$^3$] | $\Phi'$ [°] | | $\Phi'$ [°] | $\Phi'$ [°] | $E'_{op}$ [MPa] | | Vs [m/s] | | categoria | $G_0$ [MPa] | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | max | min | laboratorio | scelto | max | min | max | min | terreno | max | min |
| 12 | S2 | da 0 a 3m | S | 16 | 10 | 27 | 27 | | 27 | 12 | 12 | 162 | 162 | C | 43 | 43 |
| | | da 3m a 5m | Sg | 16 | 10 | 30 | 30 | | 30 | 18 | 18 | 149 | 149 | | 37 | 37 |
| | | da 5m a 10m | S | 16 | 10 | 30 | 29 | | 29 | 64 | 16 | 397 | 226 | | 260 | 84 |
| | | da 10m a 30m | S | 20 | 16 | 30 | 29 | | 29 | 64 | 16 | 397 | 226 | | 260 | 84 |

### *4.4.6 GA02, SL07*

Le opere GA02, SL07 ricadono nella zona omogenea 14, il cui sondaggio di riferimento è SCMP21O05.

Per lo strato S, la prova di taglio diretto, eseguita su un campione prelevato ad una profondità compresa tra 7.5-8.15m, ha fornito un valore dell'angolo di attrito pari a 32°. Detto valore è risultato maggiore del valore (30°) proveniente dalle correlazioni SPT.

I valori di progetto dei parametri geotecnici sono riassunti in **Tabella 4-17**.

La profondità della falda di progetto è assunta pari a:

- 6.4 m da p.c. per l'opera GA02;
- 8.2 m da p.c. per l'opera SL07.

**Tabella 4-17 – parametri geotecnici di progetto delle opere GA02, SL07**

| ZONA | SONDAGGIO DI RIFERIMENTO | PROFONDITA' | UNITA' TERRENO | $\gamma_{sat}$ [kN/m$^3$] | $\gamma_d$ [kN/m$^3$] | $\Phi'$ [°] | | $\Phi'$ [°] | $\Phi'$ [°] | $E'_{op}$ [MPa] | | Vs [m/s] | | categoria | $G_0$ [MPa] | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | max | min | laboratorio | scelto | max | min | max | min | terreno | max | min |
| 14 | SCMP21005 | da 0 a 30m | S | 18 | 13 | 30 | 30 | 32 | 30 | 57 | 22 | 369 | 195 | C | 252 | 70 |

### *4.4.7 VI10*

L'opera VI10, ricade nella zona omogenea 15, il cui sondaggio di riferimento è S3.

Per lo strato S, il range di valori dell'angolo di attrito provenienti dalle correlazioni con le prove SPT è 24°-30°.

I valori di progetto dei parametri geotecnici sono riassunti in **Tabella 4-18**.

La profondità della falda di progetto è assunta pari a 2.7 m da p.c..

**Tabella 4-18 – parametri geotecnici di progetto dell'opera VI10**

| ZONA | SONDAGGIO DI RIFERIMENTO | PROFONDITA' | UNITA' TERRENO | $\gamma_{sat}$ [kN/m$^3$] | $\gamma_d$ [kN/m$^3$] | $\Phi'$ [°] | | $\Phi'$ [°] | $\Phi'$ [°] | $E'_{op}$ [MPa] | | Vs [m/s] | | categoria | $G_0$ [MPa] | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | max | min | laboratorio | scelto | max | min | max | min | terreno | max | min |
| 15 | S3 | da 0 a 30m | S | 20 | 16 | 30 | 24 | | 24 | 63 | 7 | 393 | 144 | C | 310 | 42 |

### *4.4.8 SL09, GA NORD*

Le opere SL09, GA NORD ricadono nella zona omogenea 17, il cui sondaggio di riferimento è PNMP21P06.

Per lo strato Sg, il range di valori dell'angolo di attrito provenienti dalle correlazioni con le prove SPT è 23°-29°.

Per lo strato S, il valore dell'angolo di attrito proveniente dalle correlazioni con le prove SPT è pari a 30°.

I valori di progetto dei parametri geotecnici sono riassunti in **Tabella 4-19**.

La profondità della falda di progetto è assunta pari a 7.2 m da p.c. per entrambe le opere.

**Tabella 4-19 – parametri geotecnici di progetto delle opere SL09, GA NORD**

| ZONA | SONDAGGIO DI RIFERIMENTO | PROFONDITA' | UNITA' TERRENO | $\gamma_{sat}$ [kN/m$^3$] | $\gamma_d$ [kN/m$^3$] | $\Phi'$ [°] | | $\Phi'$ [°] | $\Phi'$ [°] | $E'_{op}$ [MPa] | | Vs [m/s] | | categoria | $G_0$ [MPa] | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | max | min | laboratorio | scelto | max | min | max | min | terreno | max | min |
| 17 | PNMP21P06 | da 0 a 10m | Sg | 21 | 18 | 29 | 23 | | 23 | 11 | 3 | 137 | 98 | C | 41 | 21 |
| | | da 10m a 30m | S | 21 | 18 | 30 | 30 | | 30 | 51 | 28 | 368 | 279 | | 296 | 171 |

## 5. POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

La liquefazione dei terreni è legata al comportamento dei suoli sabbiosi sotto falda che, a causa di un aumento della pressione interstiziale, passano improvvisamente da uno stato solido a uno stato fluido viscoso. La liquefazione avviene più frequentemente in depositi sabbiosi e/o sabbioso limosi sciolti, a granulometria uniforme, da poco a mediamente addensati. Durante la fase di carico le sollecitazioni indotte nel terreno, quali possono essere quelle derivanti da un evento sismico, possono causare un aumento delle pressioni dei pori fino ad eguagliare la pressione intergranulare. Nell'area oggetto di studio i depositi potenzialmente più soggetti a liquefazione vengono individuati dalle sabbie e sabbie-limose che si trovano in strati con spessori nell'ordine dei metri e in condizioni sature. Vista la presenza degli strati granulari sopra evidenziati e della soggiacenza prossima al piano campagna può sussistere un potenziale rischio di liquefazione in caso di sisma.

Come specificato al **§7.11.3.4.2** delle **NTC-08**, la verifica di liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

**1)** eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;

**2)** accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;

**3)** profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e struttura con fondazioni superficiali;

**4)** 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 (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e $q_{c1N}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace pari a 100 kPa;

**5)** distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate in Figura 5-1 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità pari $U_c < 3.5$ ed in Figura 5-2 nel caso di terreni con $U_c > 3.5$.

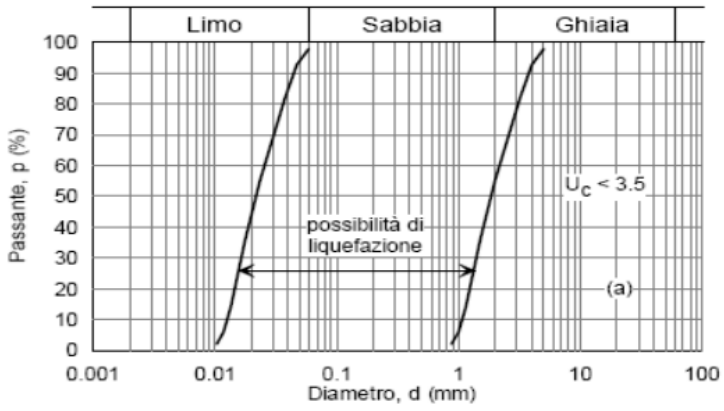



**Figura 5-1 -Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione ($U_c < 3.5$)**

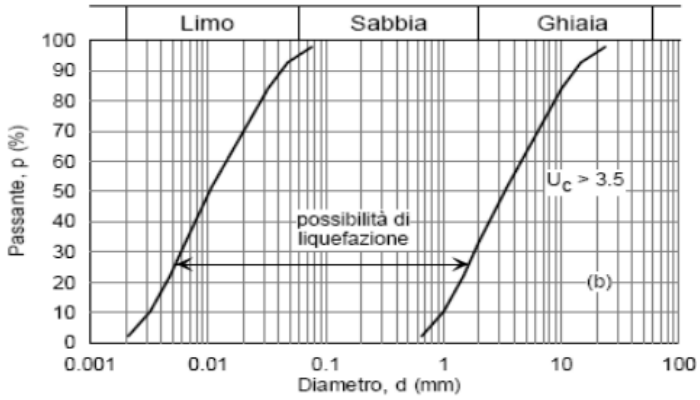



**Figura 5-2 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione ($U_c$ >3.5)**

Nel seguito, viene verificata la sussistenza dei requisiti 1) e 2) lungo il tracciato (FASE 2).

## 5.1 ACCELERAZIONI ATTESE AL PIANO CAMPAGNA

Per la definizione dell'input sismico sono stati assunti i seguenti parametri:

- vita nominale $V_N$=75 anni;
- classe d'uso III, con coefficiente d'uso $C_U$=1.5, riferendosi alle prescrizioni delle NTC-08 al §2.4.2;
- categoria di sottosuolo di tipo C;
- condizioni topografiche di tipo T1;
- coordinate geografiche variabili (v. **Tabella 5-2**).

In conseguenza di dette assunzioni, il periodo di riferimento $V_R$ è pari a 112.5 anni. In **Tabella 5-1** sono riassunti i parametri che definiscono l'azione sismica per i diversi stati limite.

Il calcolo dell'accelerazione massima attesa (PGA) è stato eseguito su punti ricadenti sul tracciato della linea ferroviaria, considerando una distanza tra due punti consecutivi all'incirca pari ad 1 km. Come si può notare da **Tabella 5-2**, il requisito PGA < 0.1g, condizione sufficiente all'omissione della verifica di liquefazione, è rispettata solo alle progressive 0+865 e 2+881.

**Tabella 5-1 – Parametri definenti l'azione sismica**

| SLATO LIMITE | $T_R$ [anni] | $a_g$ [g] | $F_o$ [-] | $T_C^*$ [s] |
|---|---|---|---|---|
| SLO | 68 | 0.032 | 2.537 | 0.217 |
| SLD | 113 | 0.039 | 2.546 | 0.241 |
| SLV | 1068 | 0.093 | 2.506 | 0.286 |
| SLC | 2193 | 0.121 | 2.491 | 0.289 |

**Tabella 5-2 – Accelerazioni attese al piano campagna**

| punto di riferimento | lat [°] | long [°] | PGA [g] |
|---|---|---|---|
| Tombino idraulico | 45.329151 | 9.195654 | 0.106 |
| Fermata Villamaggiore 13+206 | 45.320456 | 9.190692 | 0.107 |
| Tombino idraulico D1500 14+221 | 45.312002 | 9.185814 | 0.108 |
| Tombino idraulico 3x2 15+187 | 45.303911 | 9.181167 | 0.110 |
| Tombino idraulico | 45.297473 | 9.177472 | 0.111 |
| Tombino idraulico D1500 16+852 | 45.290012 | 9.173213 | 0.112 |
| Tombino idraulico 3x2 17+894 | 45.281333 | 9.168225 | 0.114 |
| Tombino idraulico 3x3 18+955 | 45.272462 | 9.163157 | 0.116 |
| Tombino idraulico 3x2 19+969 | 45.264018 | 9.15832 | 0.117 |
| Fermata Certosa di Pavia 20+985 | 45.255656 | 9.154241 | 0.119 |
| Tombino idraulico 3x2 22+033 | 45.245969 | 9.153358 | 0.122 |
| Tombino idraulico | 45.237638 | 9.152631 | 0.124 |
| Tombino idraulico 2x2 23+981 | 45.228463 | 9.151848 | 0.127 |
| Tombino idraulico 2x2 25+189 | 45.217623 | 9.150917 | 0.130 |
| Cavalcavia es. Tangenziale Nord | 45.209022 | 9.150172 | 0.133 |
| Pozzo 019 | 45.199868 | 9.151975 | 0.137 |
| Pozzo 083 | 45.191399 | 9.149655 | 0.139 |

Dalla tabella precedente si evince che lungo tutto il tracciato (FASE 2) i valori attesi di pga sono superiori a 0.1g.

## 5.2 MAGNITUDO DEGLI EVENTI SISMICI ATTESI

Si verifica la sussistenza del requisito sulla magnitudo M<5.

Per la stima di M, si ricorre alla procedura di disaggregazione 2D (magnitudo-distanza) della pericolosità sismica dell'area di interesse. Si fa riferimento alle mappe di pericolosità elaborate dall'INGV (v. Figura 5-3) sul territorio nazionale e relative ai seguenti parametri:

- parametro di scuotimento: PGA;
- probabilità di superamento in 50 anni pari al 5%, cui corrisponde un $T_R$=975 anni. Detto periodo di ritorno risulta confrontabile con quello dell'azione sismica per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV, pari a $T_R$=1068 anni (v. **Tabella 5-1**).

Per ciascun punto del reticolo (v. Figura 5-3), è possibile ricavare la disaggregazione del valore di PGA sia in forma grafica (v. Figura 5-4 per il solo punto A) e sia in forma tabellare (v. **Tabella 5-3** per il solo punto A). Il valore della magnitudo M associabile a ciascun punto è il massimo tra il valore medio e quello modale ed è riassunto in **Tabella 5-4**. Dall'esame di detta tabella si vede che è rispettata la richiesta M<5 per i punti A, B, C, D, E, F, G, H, I, N, Q e T.

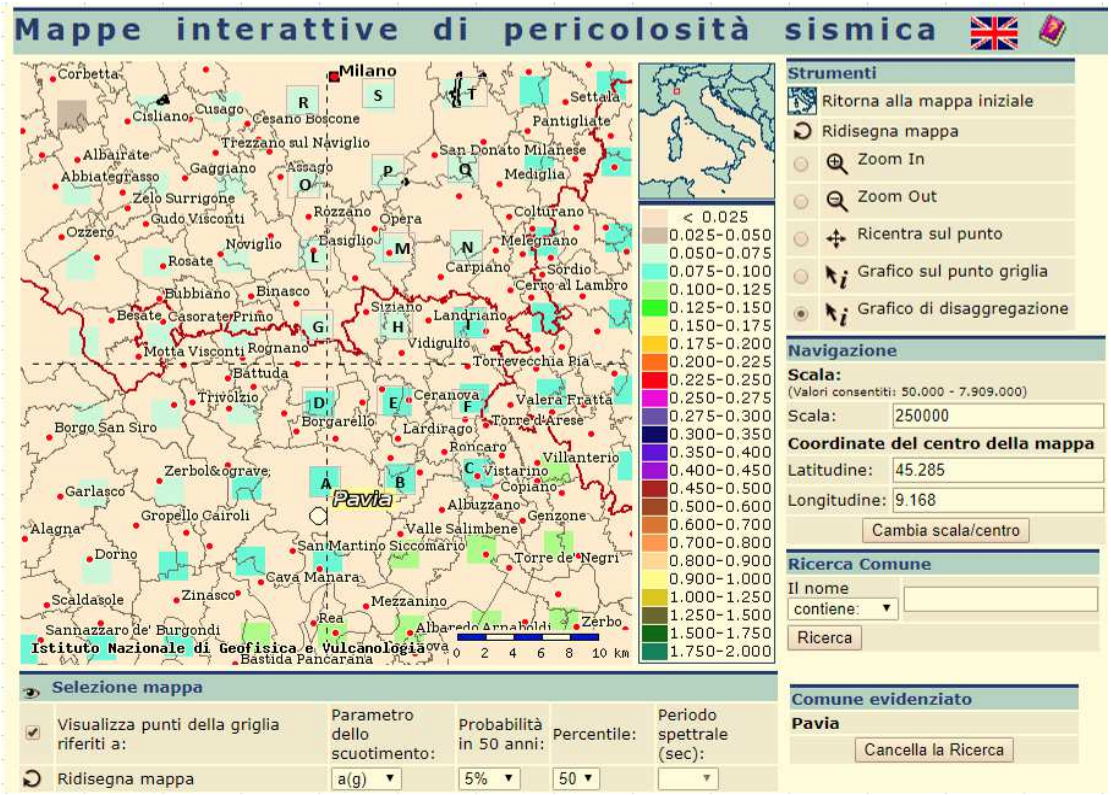



**Figura 5-3 - Mappa di disaggregazione dell'area di interesse (probabilità di superamento in 50 anni pari al 5%)**

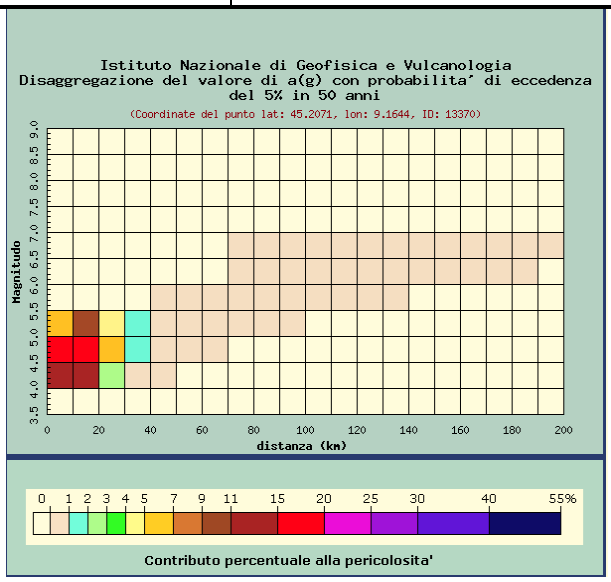



**Figura 5-4 Disaggregazione in forma grafica del valore di PGA per il punto A indicato in Figura 5-3**

**Tabella 5-3 – Disaggregazione in forma tabellare del valore di PGA per il punto A indicato in Figura 5-3**

| Distanza in km | Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 5% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.2071, lon: 9.1644, ID: 13370) | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Magnitudo | | | | | | | | | | |
| | 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 | 13 | 17.6 | 6.18 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10_20 | 0 | 11.1 | 19.4 | 9.8 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 20-30 | 0 | 2.44 | 5.93 | 4.38 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 30-40 | 0 | 0.343 | 1.67 | 1.83 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 40-50 | 0 | 0.005 | 0.462 | 0.957 | 0.104 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 50-60 | 0 | 0 | 0.326 | 0.955 | 0.418 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 60-70 | 0 | 0 | 0.042 | 0.486 | 0.376 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 70-80 | 0 | 0 | 0 | 0.195 | 0.409 | 0.099 | 0.022 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 80-90 | 0 | 0 | 0 | 0.036 | 0.233 | 0.222 | 0.051 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 90-100 | 0 | 0 | 0 | 0.003 | 0.101 | 0.181 | 0.044 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 100-110 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.04 | 0.131 | 0.035 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 110-120 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.016 | 0.091 | 0.027 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 120-130 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.005 | 0.062 | 0.02 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 130-140 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.001 | 0.042 | 0.015 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 140-150 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.029 | 0.009 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 150-160 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.016 | 0.005 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 160-170 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.007 | 0.003 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 170-180 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.002 | 0.002 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 180-190 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.001 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 190-200 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

**Tabella 5-4 – Valori della Magnitudo**

| punto | long [°] | lat [°] | M |
|---|---|---|---|
| A | 9.1644 | 45.2071 | 4.8 |
| B | 9.2352 | 45.2096 | 4.76 |
| C | 9.306 | 45.2121 | 4.75 |
| D | 9.1608 | 45.257 | 4.88 |
| E | 9.2316 | 45.2596 | 4.84 |
| F | 9.3025 | 45.262 | 4.82 |
| G | 9.1572 | 45.307 | 4.97 |
| H | 9.2281 | 45.3095 | 4.94 |
| I | 9.299 | 45.312 | 4.92 |
| L | 9.1535 | 45.3569 | 5.03 |
| M | 9.2245 | 45.3594 | 5 |
| N | 9.2955 | 45.3619 | 4.98 |
| O | 9.1499 | 45.4068 | 5.06 |
| P | 9.2208 | 45.4094 | 5.02 |
| Q | 9.292 | 45.4119 | 4.99 |
| R | 9.1463 | 45.4568 | 5.06 |
| S | 9.2174 | 45.4593 | 5.01 |
| T | 9.2885 | 45.4618 | 4.97 |

## 5.3 CONCLUSIONI

Si conclude che la verifica di liquefazione del terreno non può essere omessa in quanto per tutti i punti si ha la condizione PGA>0.1g (v. **Tabella 5-2** e **Tabella 5-4**).

Per chiarezza, si veda Figura 5-5 ove sono rappresentanti:

- i punti del reticolo dell'INGV con bolle di grosse dimensioni:
  - verdi, dove la condizione M<5 è rispettata;
  - rosse, dove la condizione M<5 non è rispettata
- i punti del tracciato con bolle di piccole dimensioni:
  - verdi, dove la condizione PGA<0.1g è rispettata;
  - rosse, dove la condizione PGA<0.1g non è rispettata.

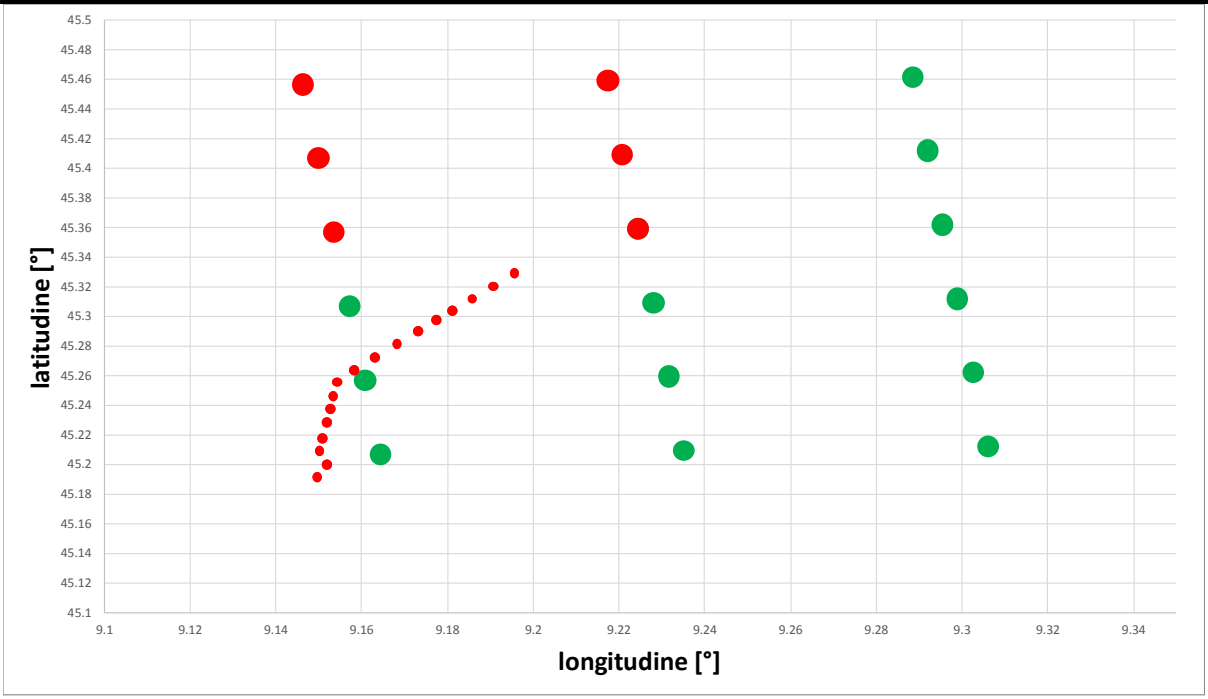



**Figura 5-5 - Inquadramento dei punti reticolo INGV (bolle grandi) e punti del tracciato (bolle piccole).**

# 6. VERIFICA DI LIQUEFAZIONE

La verifica di liquefazione è svolta seguendo un metodo semplificato di carattere semi-empirico, valido per aree sub-pianeggianti. La sicurezza alla liquefazione, valutata localmente e a diverse profondità, è data dal rapporto tra la resistenza ciclica a liquefazione CRR e la sollecitazione ciclica indotta dall'azione sismica CSR. Secondo quanto riportato nell'EC8-5 al §4.1.4, bisogna avere FS>1.25. In formule:

$$FS = {}^{CRR}/_{CSR}$$

dove:

$$CSR = 0.65 \cdot \frac{PGA}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$

$$CRR = \exp\left(\frac{(N1)_{60}}{14.1} + \left(\frac{(N1)_{60}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N1)_{60}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N1)_{60}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right)$$

essendo:

- PGA l'accelerazione di picco al suolo (peak ground acceleration);
- $\sigma_{v0}$ tensione litostatica totale;
- $\sigma'_{v0}$ tensione litostatica efficace;
- $r_d$ fattore di riduzione della tensione tangenziale alla profondità z [m]

$$r_d = 1 - 0.051z \qquad \text{Iwasaki et al. (1978)}$$

$$r_d = 1 - 0.00765z \quad \text{per } z \leq 9.15 \text{ m} \qquad \text{Seed \& Idriss (1971)}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad \text{per } z \leq 9.15 \text{ m} \qquad \text{Seed \& Idriss (1971)}$$

- $(N1)_{60}$ n° di colpi da prove SPT corretto.

L'espressione di CRR si riferisce ad un sisma con magnitudo M=7.5, per azioni sismiche con magnitudo differenti, CRR deve essere moltiplicato per un fattore correttivo CM (v. **Tabella 6-1**). A favore di sicurezza, si utilizza il valore CM=1.43 proposto da Seed & Idriss. Detto valore risulta più conservativo dei valori suggeriti nell'Appendice B dell'EC8-5 (v. **Tabella 6-2**).

**Tabella 6-1 – Fattori correttivi CM per diversi valori di magnitudo.**

| Magnitudo | *Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)* | *Ambraseys N. N. (1988)* | *NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003)* |
|---|---|---|---|
| 5.5 | 1.43 | 2.86 | 2,21 |
| 6.0 | 1.32 | 2.20 | 1,77 |
| 6.5 | 1.19 | 1.69 | 1,44 |
| 7.0 | 1.08 | 1.30 | 1,19 |
| 7.5 | 1.00 | 1.00 | 1,00 |
| 8.0 | 0.94 | 0.67 | 0,84 |
| 8.5 | 0.89 | 0.44 | 0,73 |

**Tabella 6-2 – Fattori correttivi CM per diversi valori di magnitudo (EC8-5).**

| $M_S$ | CM |
|---|---|
| 5,5 | 2,86 |
| 6,0 | 2,20 |
| 6,5 | 1,69 |
| 7,0 | 1,30 |
| 8,0 | 0,67 |

Per la generica verticale, si definisce un indice sintetico per quantificare il rischio di liquefazione. A tale scopo, viene di norma utilizzato l'indice del potenziale di liquefazione IL (Iwasaki, 1978):

$$IL = \sum_{i=1}^{n} F \cdot W(z) \cdot \Delta z$$

dove:

- n numero di intervalli di calcolo del fattore di sicurezza FS lungo la verticale;
- F è funzione di FS

$$F = 1 - FS \quad \text{per FS}\leq 1$$

$$F = 0 \qquad \text{per FS}>1$$

- Δz [m] spessore dell'intervallo di calcolo;
- W(z) funzione dell'approfondimento z [m]

$$W(z) = 10 - 0.5z \qquad \text{per z}\leq 20\text{m}$$

Seguendo l'iter descritto (v. Allegato A alla relazione geologica per i calcoli), si perviene ai valori di IL riassunti nella seguente tabella.

**Tabella 6-3 – Valori di IL per i vari sondaggi.**

| Sondaggio | IL |
|---|---|
| PNMP21004 | 0 |
| PNNMOZU05 | 0 |
| S1 | 0 |
| PNNMOZ007 | 0 |
| S2 | 0 |
| PNNMOZF08 | 0 |
| SCMP21005 | 0 |
| S3 | 0 |
| DHNMOZP10 | 0 |
| PNMP21P06 | 0 |

## 6.1 CONCLUSIONI

Sulla base dei valori dei valori di IL riassunti in valori di IL riassunti in **Tabella 6-3**, tenendo conto della correlazione esistente tra IL ed il rischio di liquefazione (v. **Tabella 6-4**), si può concludere che **il rischio di liquefazione è, in corrispondenza dei sondaggi, molto basso.**

**Tabella 6-4 – Correlazione tra i valori di IL ed il rischio di liquefazione.**

| IL | RISCHIO DI LIQUEFAZIONE |
|---|---|
| IL = 0 | MOLTO BASSO |
| 0<IL≤ 2 | BASSO |
| 2<IL≤5 | MODERATO |
| 5<IL≤15 | ALTO |
| 15<IL | MOLTO ALTO |

# 7. APPENDICE

Nel presente paragrafo si riportano i grafici dei parametri geotecnici ricavati da prove SPT.

## ZONA 8 da PK 11+800 a PK 12+883

**Tabella 7-1 – Zona 8: parametri di resistenza a taglio provenienti dalle prove SPT**

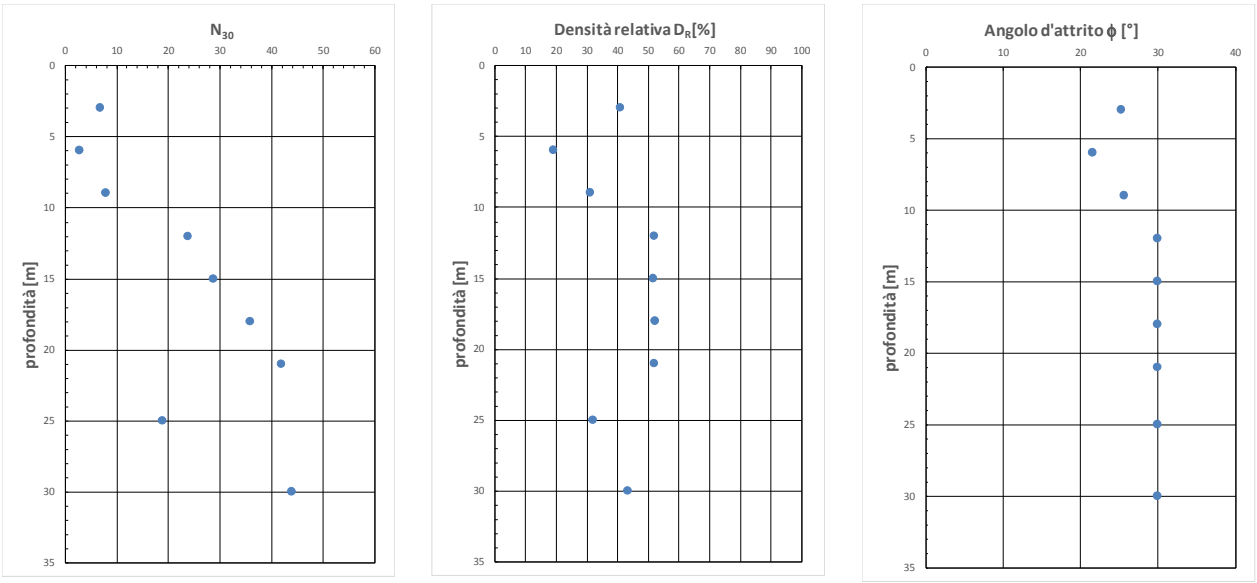
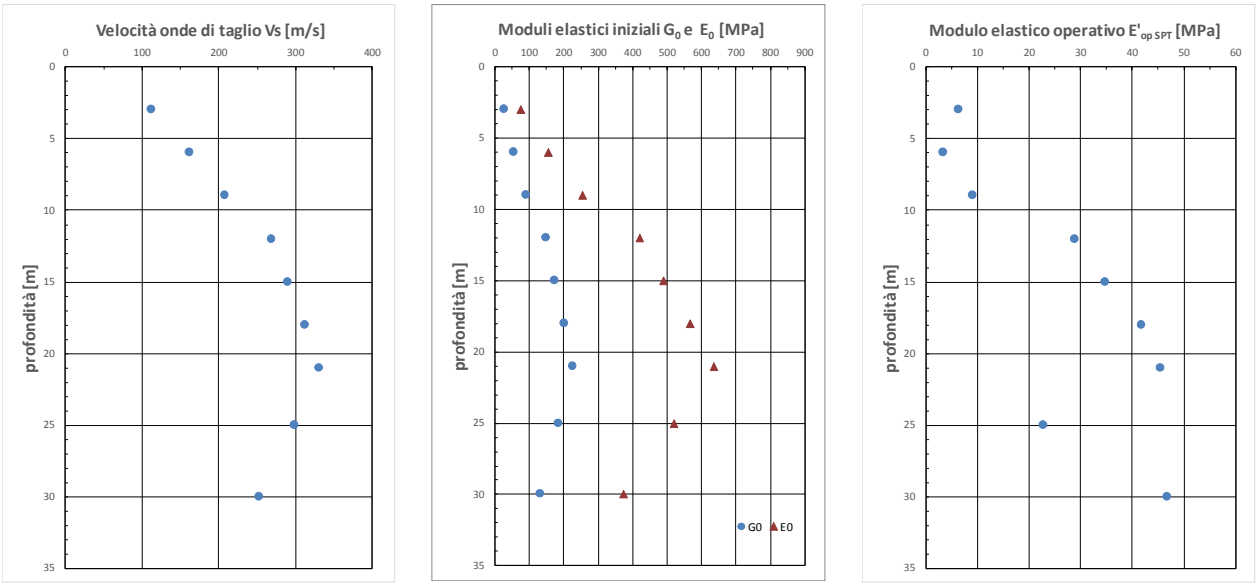
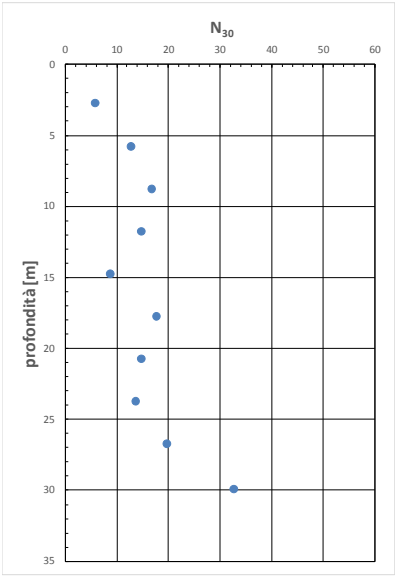


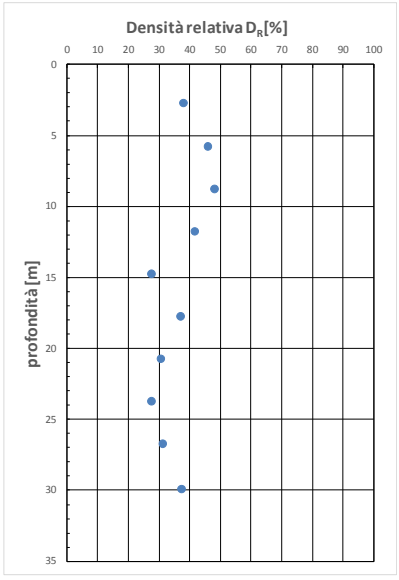

**Tabella 7-2 – Zona 8: parametri di deformabilità e velocità dello onde di taglio Vs provenienti dalle prove SPT**



**ZONA 9 da PK 12+883 a PK 14+475**

**Tabella 7-3 – Zona 9: parametri di resistenza a taglio provenienti dalle prove SPT**



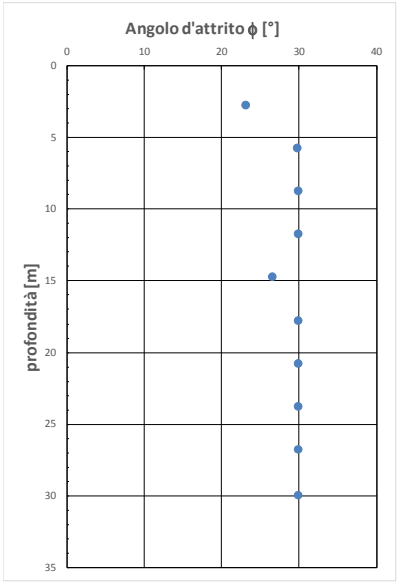
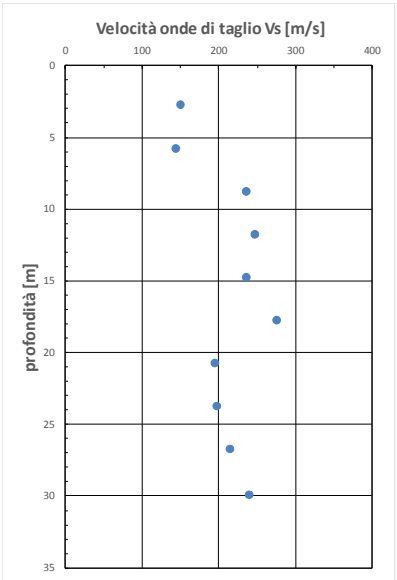
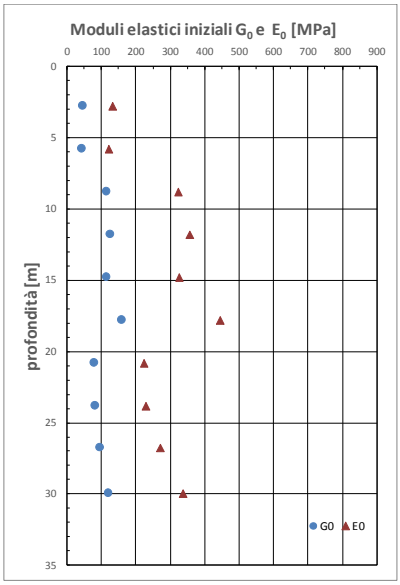
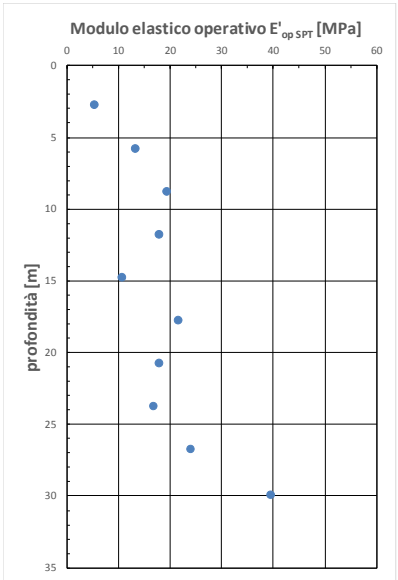




**Tabella 7-4 – Zona 9: parametri di deformabilità e velocità dello onde di taglio Vs provenienti dalle prove SPT**

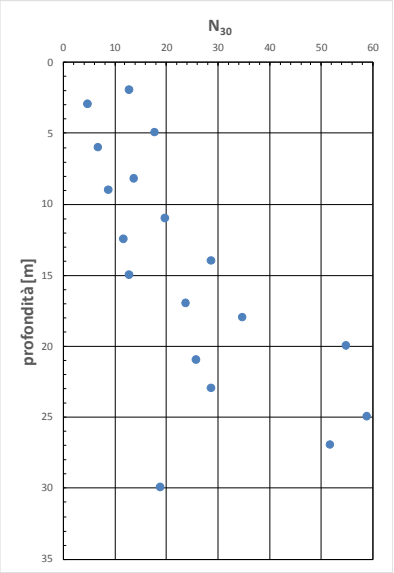


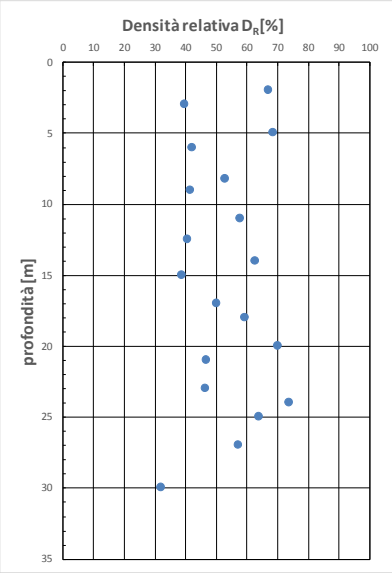



**ZONA 10 da PK 14+475 a PK 16+372**

**Tabella 7-5 – Zona 10: parametri di resistenza a taglio provenienti dalle prove SPT**



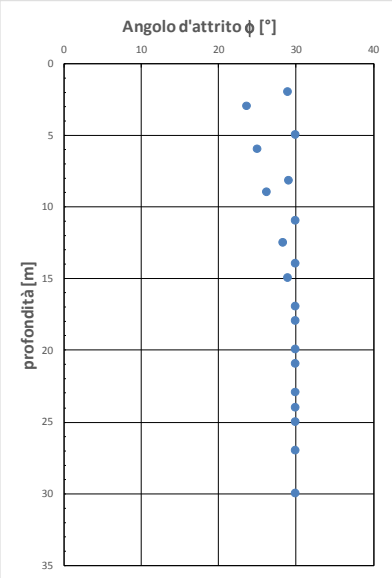
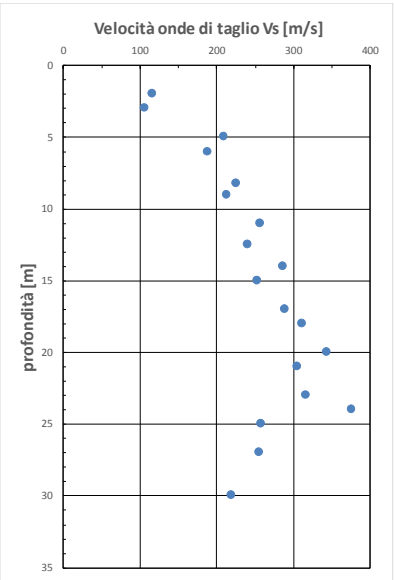
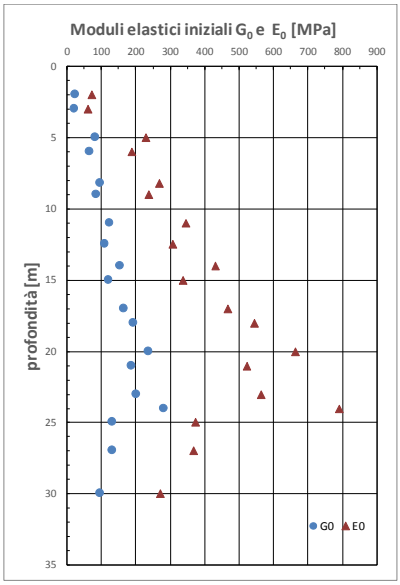
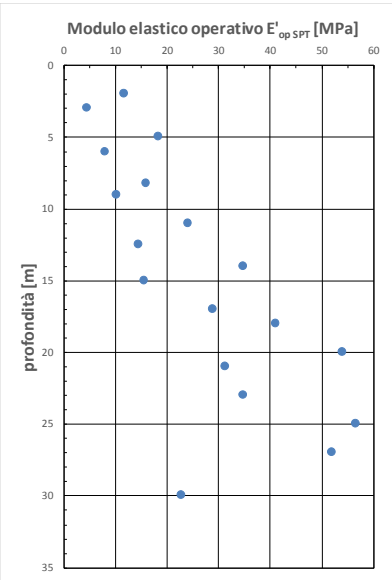




**Tabella 7-6 – Zona 10: parametri di deformabilità e velocità dello onde di taglio Vs provenienti dalle prove SPT**



**ZONA 11 da PK 16+950 a PK 20+350**

**Tabella 7-7 – Zona 11: parametri di resistenza a taglio provenienti dalle prove SPT**

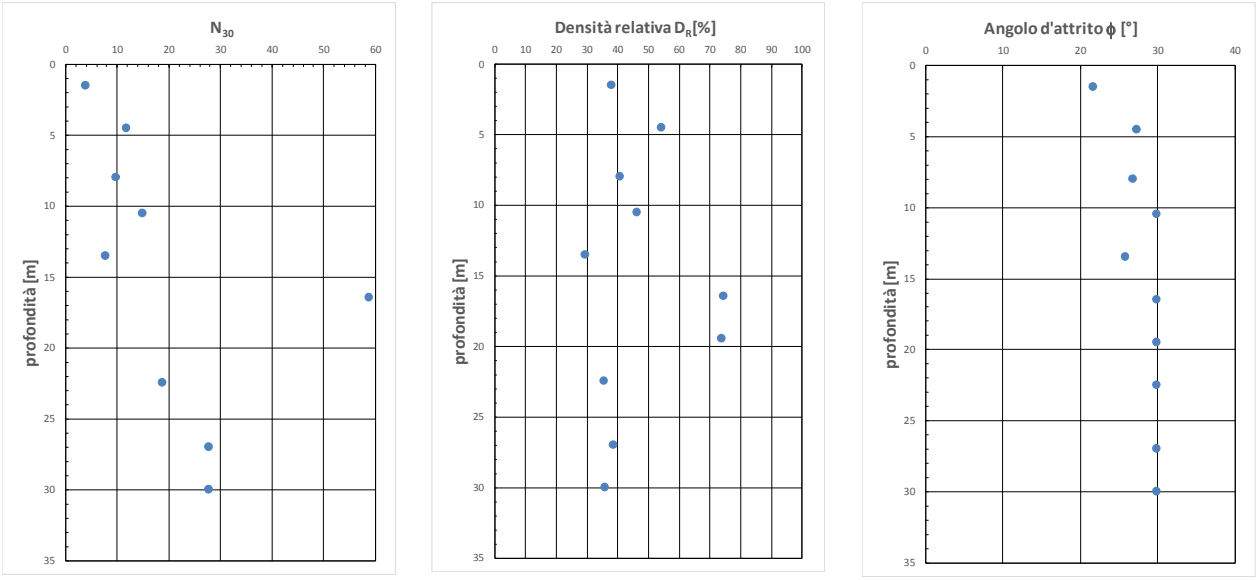
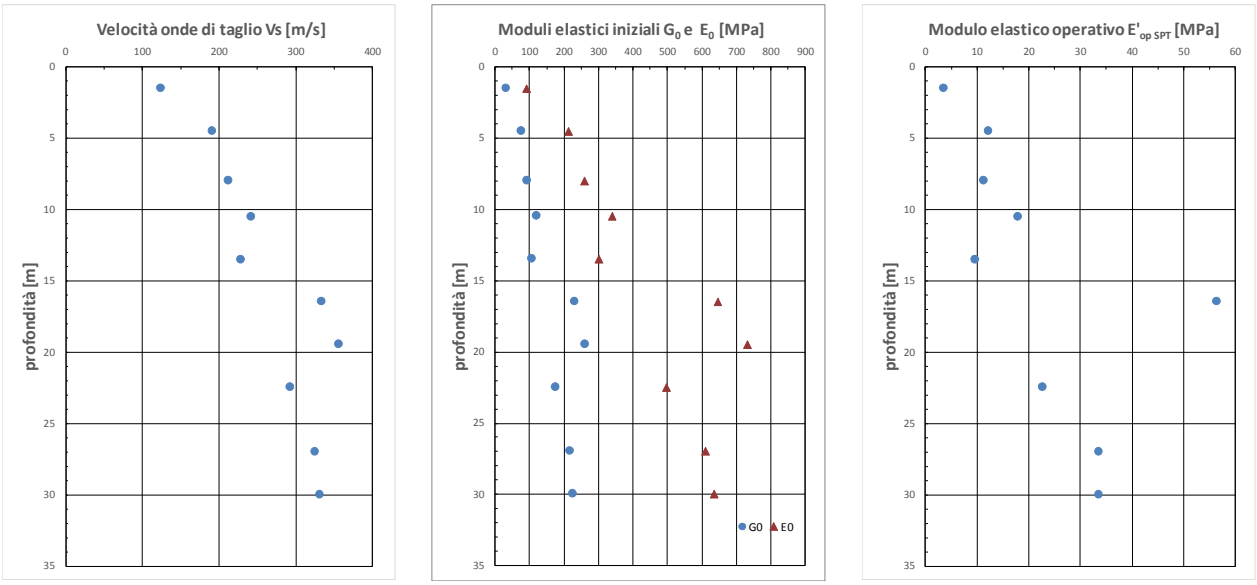
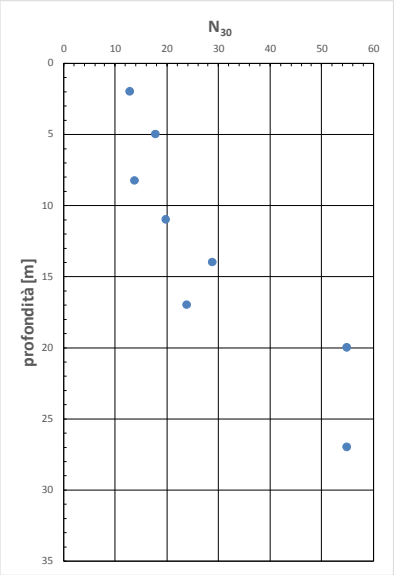


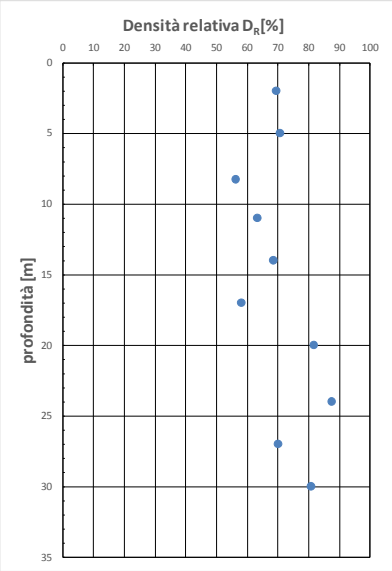

**Tabella 7-8 – Zona 11: parametri di deformabilità e velocità dello onde di taglio Vs provenienti dalle prove SPT**



**ZONA 12 da PK 20+350 a PK 20+345**

**Tabella 7-9 – Zona 12: parametri di resistenza a taglio provenienti dalle prove SPT**



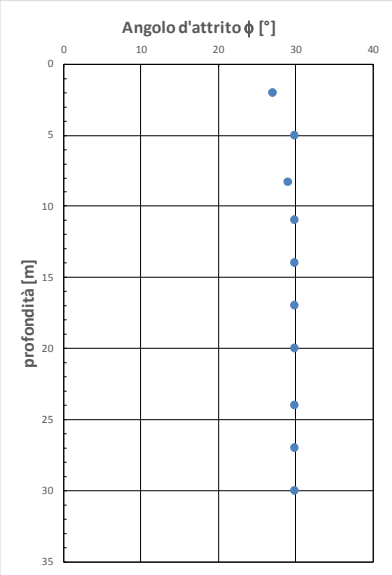
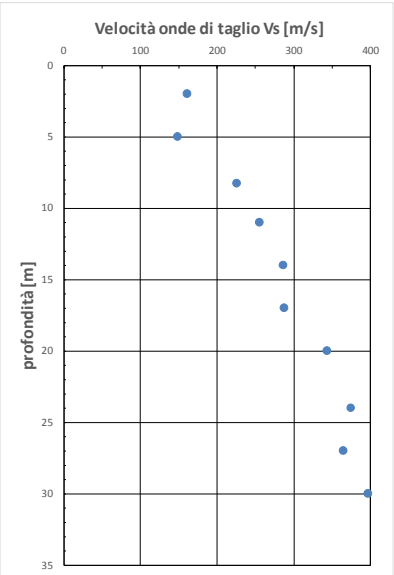
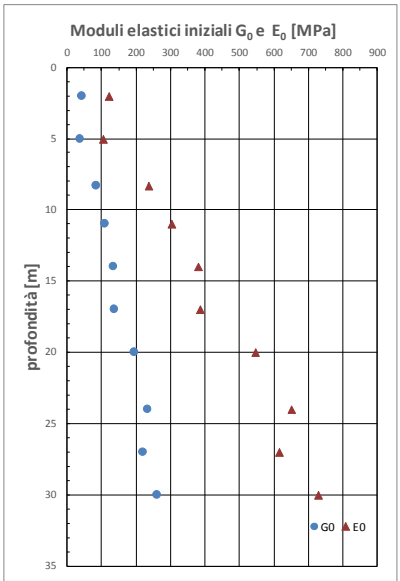
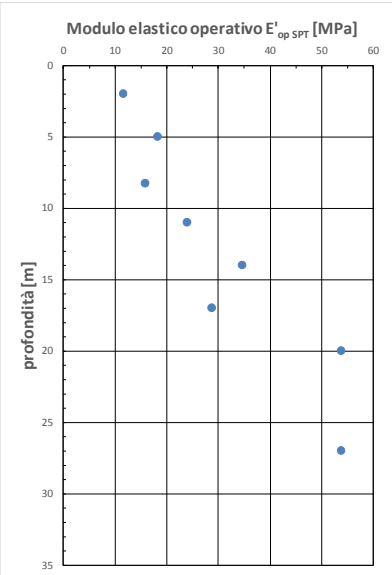




**Tabella 7-10 – Zona 12: parametri di deformabilità e velocità dello onde di taglio Vs provenienti dalle prove SPT**

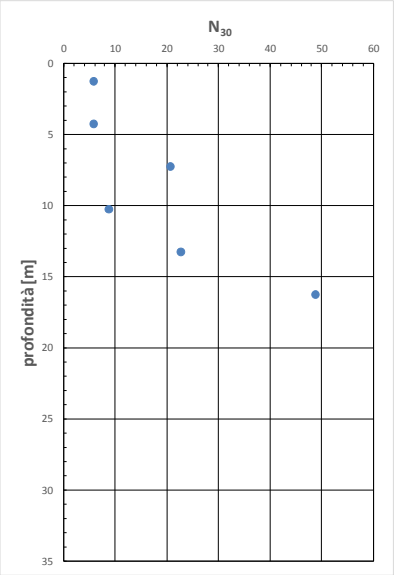


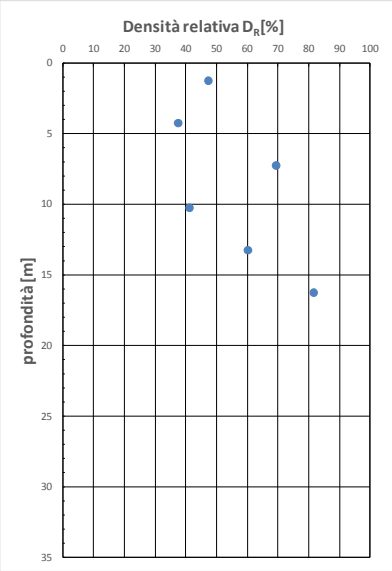



**ZONA 13 da PK 20+345 a PK 21+100**

**Tabella 7-11 – Zona 13: parametri di resistenza a taglio provenienti dalle prove SPT**



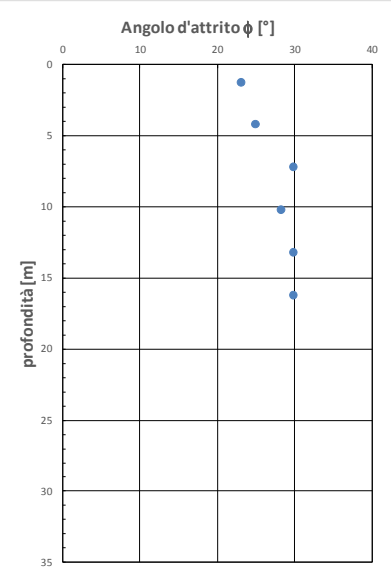
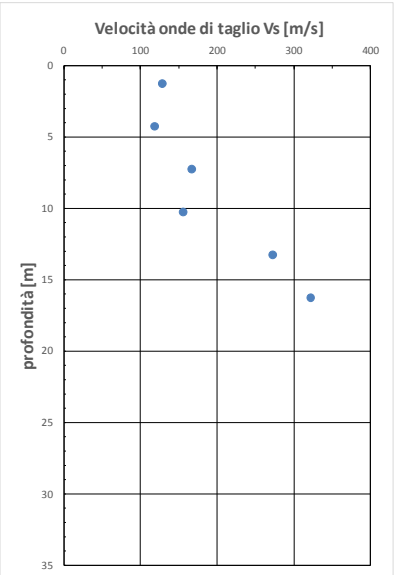
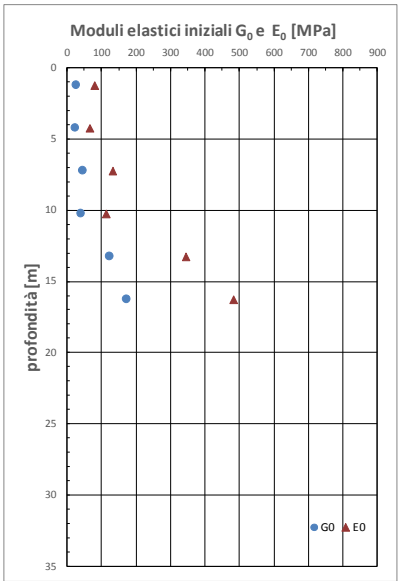
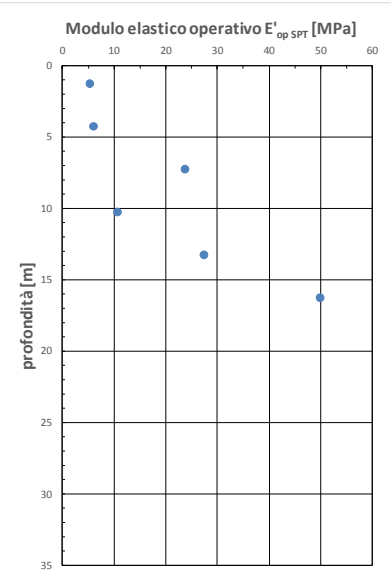




**Tabella 7-12 – Zona 13: parametri di deformabilità e velocità dello onde di taglio Vs provenienti dalle prove SPT**



**ZONA 14 da PK 21+100 a PK 21+466**

**Tabella 7-13 – Zona 14: parametri di resistenza a taglio provenienti dalle prove SPT**

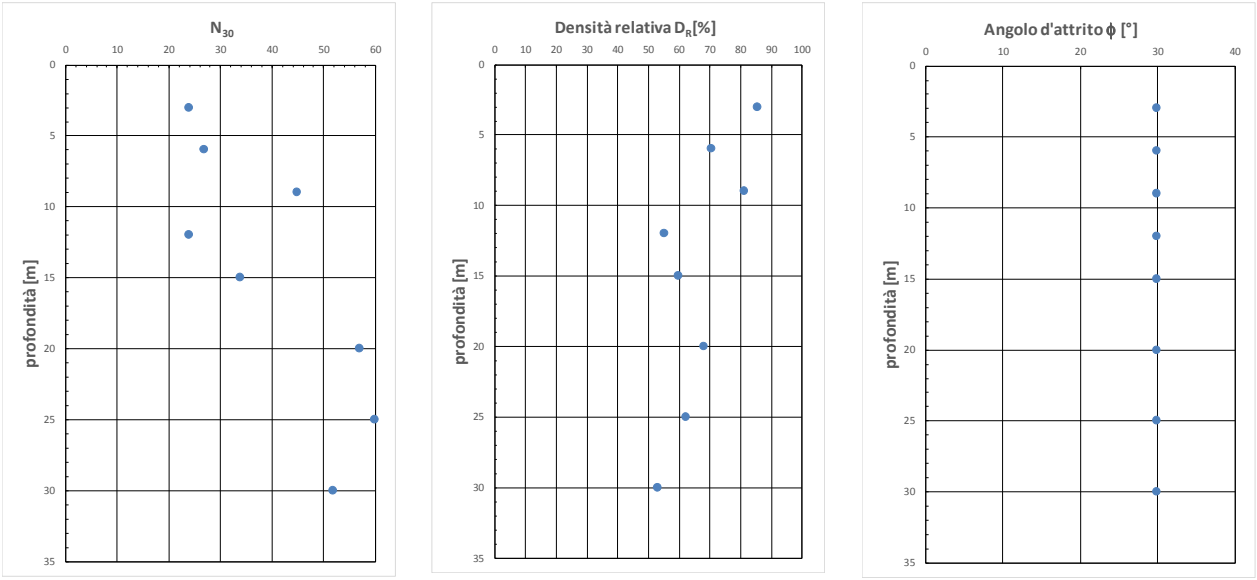
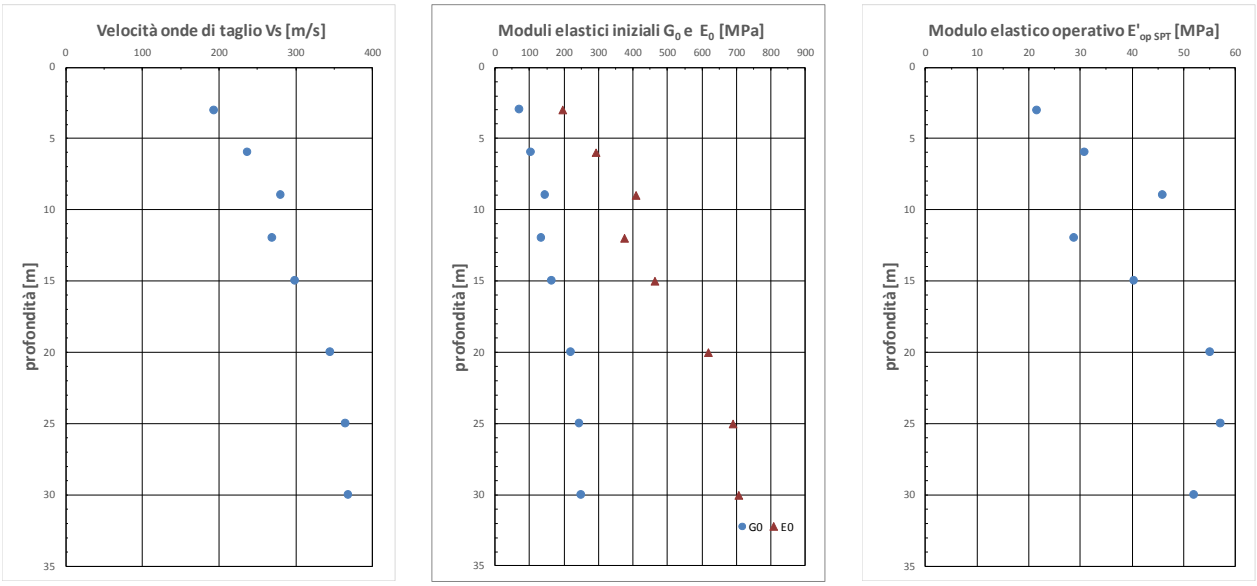
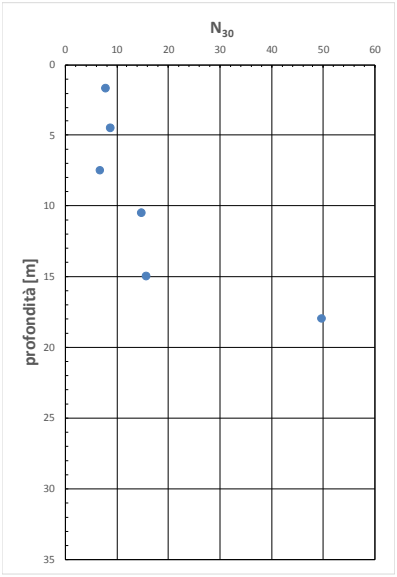


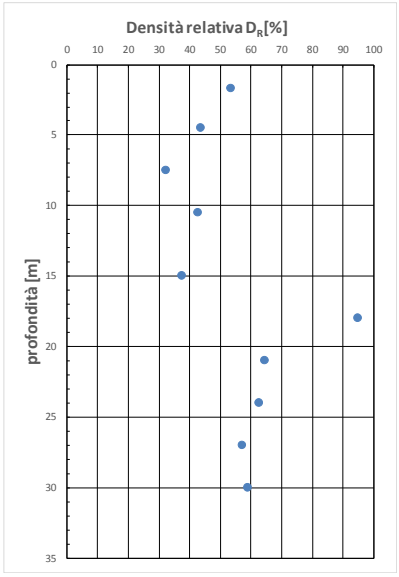

**Tabella 7-14 – Zona 14: parametri di deformabilità e velocità dello onde di taglio Vs provenienti dalle prove SPT**



**ZONA 15 da PK 23+369 a PK 25+900**

**Tabella 7-15 – Zona 15: parametri di resistenza a taglio provenienti dalle prove SPT**



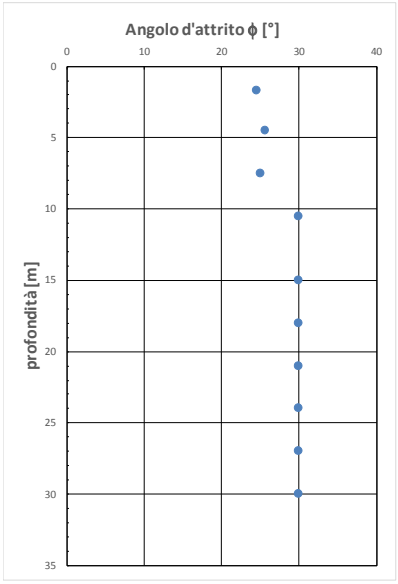
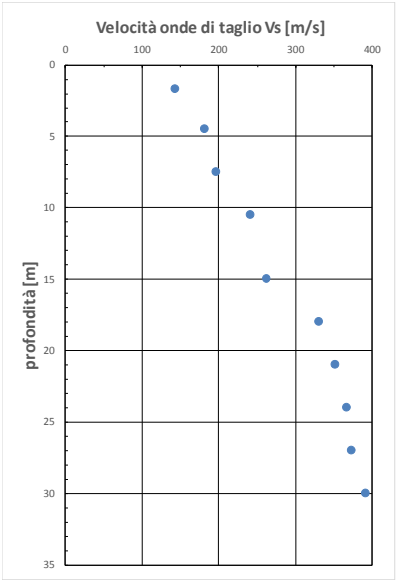
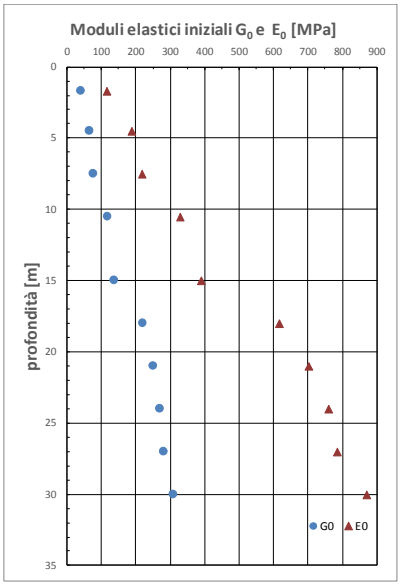
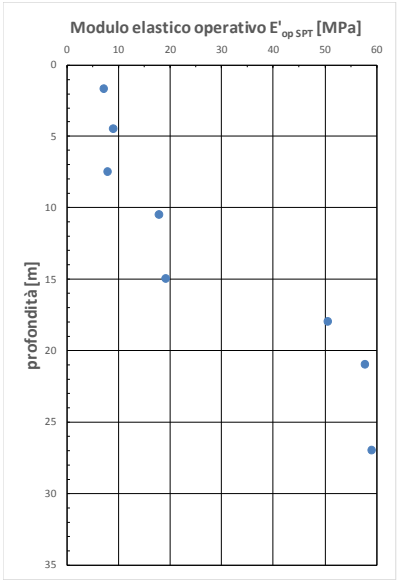




**Tabella 7-16 – Zona 15: parametri di deformabilità e velocità dello onde di taglio Vs provenienti dalle prove SPT**

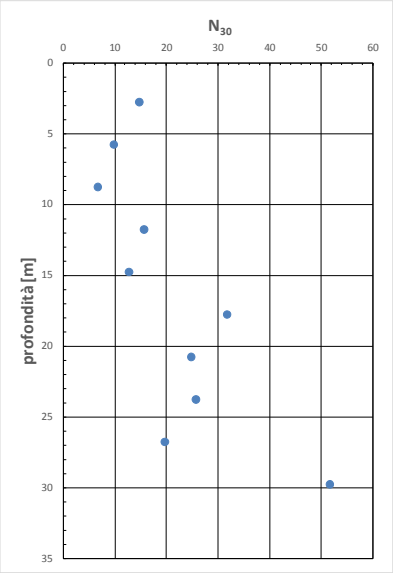


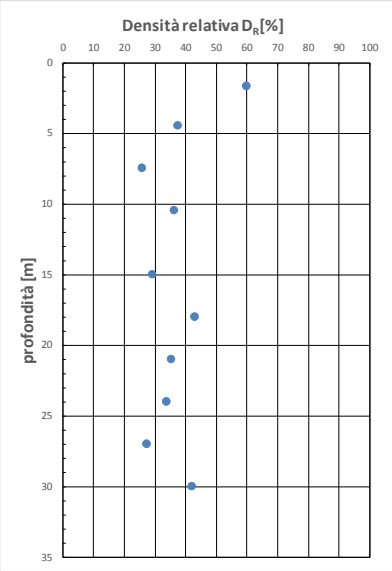



**ZONA 16 da PK 25+900 a PK 26+362**

**Tabella 7-17 – Zona 16: parametri di resistenza a taglio provenienti dalle prove SPT**



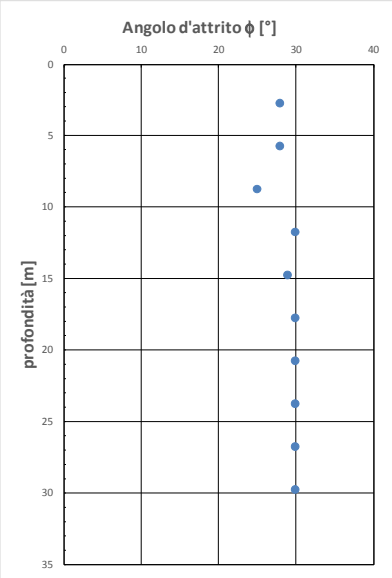
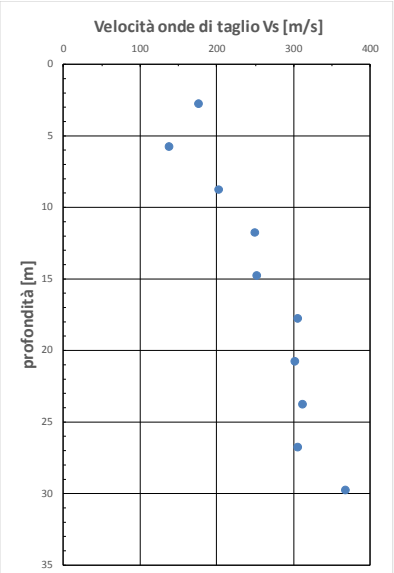
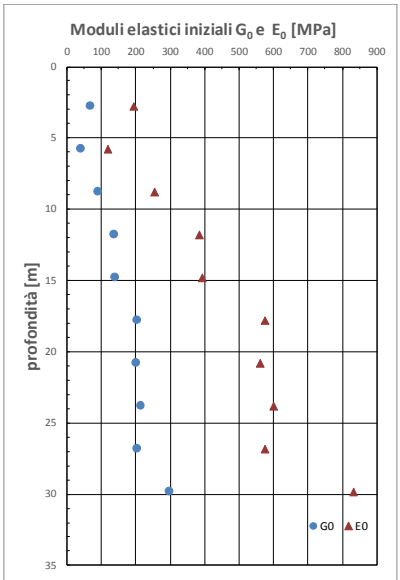
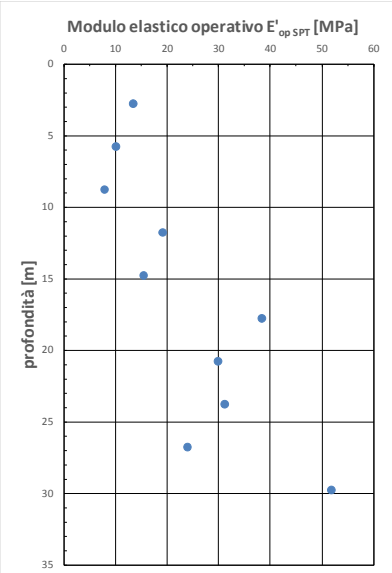




**Tabella 7-18 – Zona 16: parametri di deformabilità e velocità dello onde di taglio Vs provenienti dalle prove SPT**

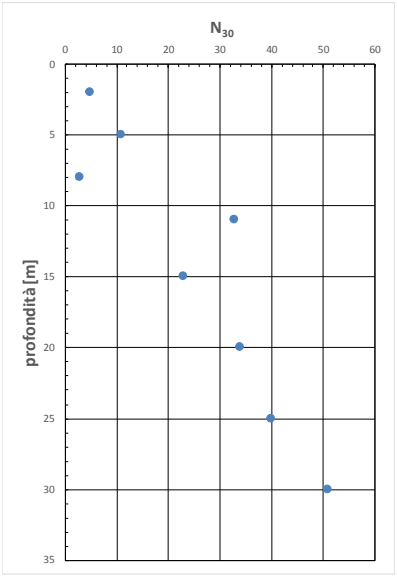


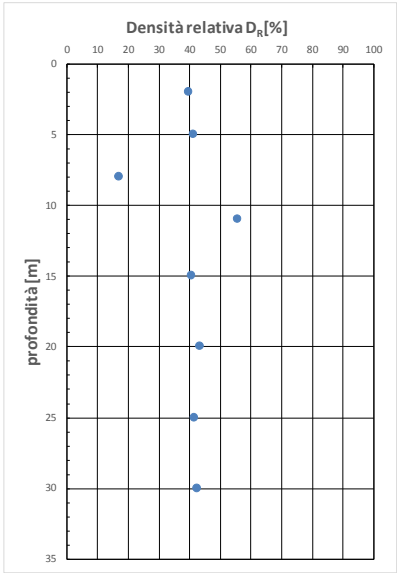



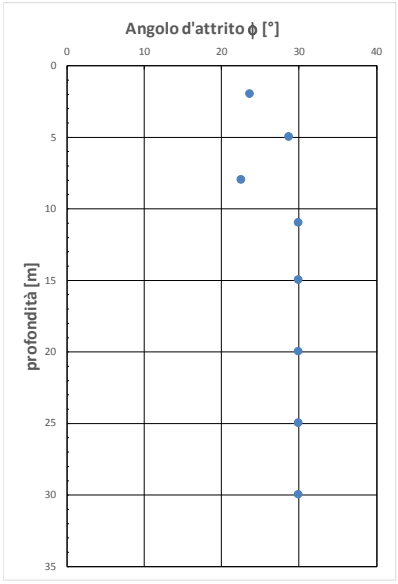



**ZONA 17 da PK 26+362 a PK 28+030**

**Tabella 7-19 – Zona 17: parametri di resistenza a taglio provenienti dalle prove SPT**



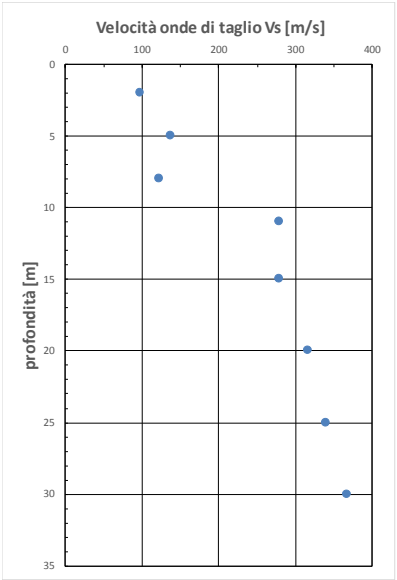
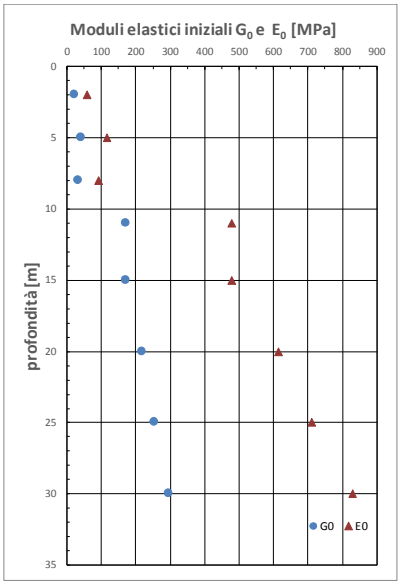
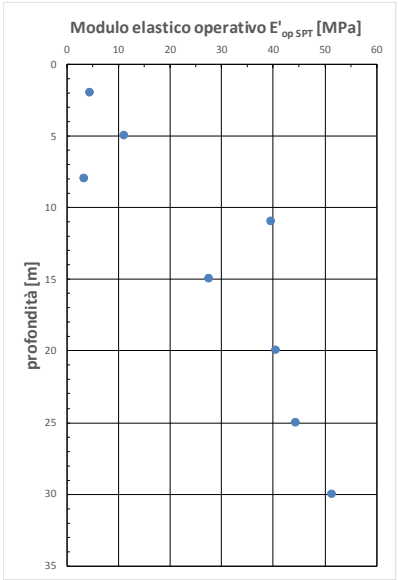


**Tabella 7-20 – Zona 17: parametri di deformabilità e velocità dello onde di taglio Vs provenienti dalle prove SPT**