

|   |  |                             |                         |
|---|--|-----------------------------|-------------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITA'</b><br>200    |
|   | <b>LOCALITA'</b><br>POGGIO RENATICO (FE)   | <b>CI-E-10210</b>           |                         |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 1 di 90                 | <b>Rev.</b><br><b>3</b> |

Rif. TPIDL: 201280C001-200-RT-1411-10210

## RELAZIONE GEOLOGICO – SISMICA ANNESI 9-12



|   |  |                             |                         |
|---|--|-----------------------------|-------------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITA'</b><br>200    |
|   | <b>LOCALITA'</b><br>POGGIO RENATICO (FE)   | <b>CI-E-10210</b>           |                         |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 2 di 90                 | <b>Rev.</b><br><b>3</b> |

Rif. TPIDL: 201280C001-200-RT-1411-10210

## 12. ANNESSI

Annesso 9: Documentazione fotografica

Annesso 10: Sezione Geologica

Annesso 11: Risposta sismica locale Rev.02

Annesso 12: Verifica a liquefazione Rev.02

## PRESCAVI



*Figura 1: prescavo sondaggio S1 – cptu1*



*Figura 2: dettaglio prescavo S1-cptu1 (prof. 3,30m)*



*Figura 3: chiusura prescavo S1-cptu1*



*Figura 4: prescavo sondaggio S2-cptu2*



*Figura 5: dettaglio prescavo S2-cptu2 (prof. 3,20m)*



*Figura 6: chiusura prescavo S2-cptu2*



*Figura 7: prescavo sondaggio S3-cptu3*



*Figura 8: rottura tubo di irrigazione nel corso del prescavo S3-cptu3 e conseguente riparazione dello stesso*



*Figura 9: dettaglio prescavo definitivo S3-cptu3 (prof. 3,20m)*



*Figura 10: chiusura prescavo S3-cptu3*



*Figura 11: prescavo sondaggio AMB1*



*Figura 12: dettaglio prescavo AMB1 (prof. 3,00m)*



*Figura 13: chiusura prescavo AMB1*



*Figura 14: prescavo sondaggio AMB2*



*Figura 15: dettaglio prescavo AMB2 (prof. 3,00m)*



*Figura 16: chiusura prescavo AMB2*



*Figura 17: prescavo AMB3*



*Figura 18: rottura tubo irrigazione nel corso del prescavo AMB3 e conseguente riparazione dello stesso*



*Figura 19: chiusura prescavo AMB3*

**SONDAGGI**  
**Sondaggio S1**



Figura 19: posizionamento sonda per esecuzione sondaggio S1



Figura 20: sondaggio S1, cassetta 1 (0-5m)



Figura 21: sondaggio S1, cassa 2 (5-10m)



Figura 22: sondaggio S1, cassa 3 (10-15m)



Figura 23: sondaggio S1, cassa 4 (15-20m)



Figura 24: sondaggio S1, cassa 5 (20-25m)



Figura 25: sondaggio S1, cassa 6 (25-30m)



Figura 26: sondaggio S1, cassa 7 (30-35m)



*Figura 27: sondaggio S1, completamento a piezometro con cella di Casagrande*

## Sondaggio S2



Figura 28: posizionamento sonda per esecuzione sondaggio S2



Figura 29: sondaggio S2, cassa 1 (0-5m)







*Figura 36: completamento a piezometro del sondaggio S2*

## Sondaggio S3



Figura 37: posizionamento sonda per esecuzione sondaggio S3



Figura 38: sondaggio S3, cassa 1 (0-5m)





*Figura 42: completamento a piezometro del sondaggio S3*

**Sondaggio AMB1**



Figura 43: posizionamento sonda per esecuzione sondaggio AMB1



Figura 44: sondaggio AMB1, cassa 1 (0-4,2m)

## Sondaggio AMB2



Figura 45: posizionamento sonda per esecuzione sondaggio AMB2



Figura 46: sondaggio AMB2, cassa 1 (0-4,2m)

## PROVE PENETROMETRICHE CPTU



*Figura 47: posizionamento penetrometro per esecuzione CPTU 1*



*Figura 48: posizionamento penetrometro per esecuzione CPTU 2*



*Figura 49: posizionamento penetrometro per esecuzione CPTU 3*

## PROVE DI CARICO SU PIASTRA



*Figura 50: approntamento strumentazione per esecuzione prova di carico P1*



*Figura 51: approntamento strumentazione per esecuzione prova di carico P2*

## INDAGINI GEOFISICHE

### Profili geoelettrici (ERT - SEV)



*Figura 52: stendimento ERT 1*



*Figura 53: stendimento ERT 2*



*Figura 54: stendimento ERT 3*

## Indagini sismiche MASW – HVSR



*Figura 55: stendimento MASW*



*Figura 56: posizionamento Tromino per HVSR*

## INDAGINI GEORADAR E RILEVAMENTO TOPOGRAFICO GNSS



*Figura 57: messa in sicurezza e rilevamento area S1-cptu1*



*Figura 58: messa in sicurezza e rilevamento area S2-cptu2*



*Figura 59: messa in sicurezza e rilevamento area S3-cptu3*



*Figura 60: messa in sicurezza e rilevamento area AMB1*



*Figura 61: messa in sicurezza e rilevamento area AMB2*



*Figura 62: messa in sicurezza e rilevamento area AMB3*



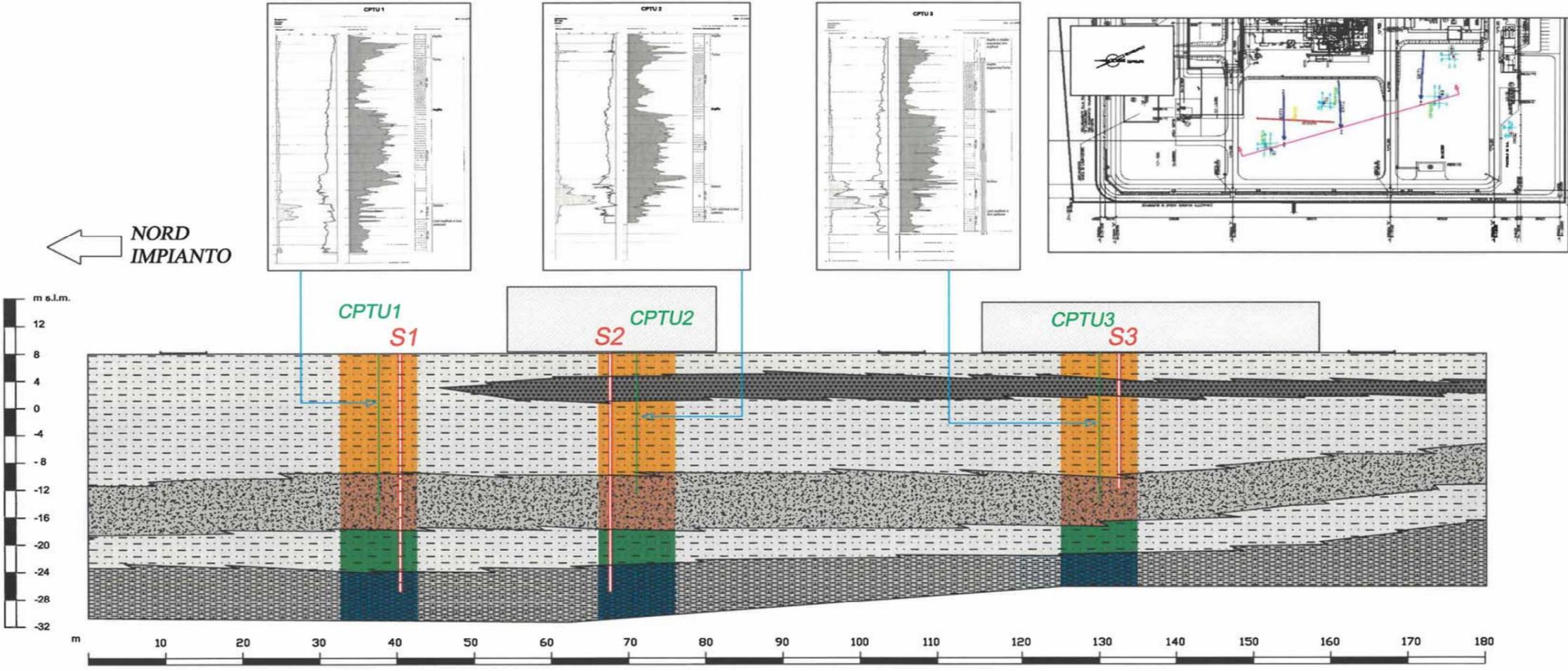
*Figura 63: messa in sicurezza e rilevamento area AMB4*

## RIPRISTINO POST CANTIERE



*Figure 64, 65, 66: pulizia viabilità interna post cantiere*

**SEZIONE STRATIGRAFICA**  
(scala 1:500)



**LEGENDA:**

|  |   |  |  |  |  |  |   |  |   |
|--|---|--|--|--|--|--|---|--|---|
|  | Argilla limosa a tratti limosa di colore nocciola |  | Argilla limosa organica e umida con porzioni torbose |  | Sabbia con orizzonti limosi -argillosi di colore grigio chiaro |  | Argilla a tratti limosa di colore grigio chiaro |  | Sabbia debolmente limosa di colore nocciola con partizioni grigie |
|--|---|--|--|--|--|--|---|--|---|



**Università degli Studi di Enna "Kore"**  
**Laboratorio di Geotecnica e Dinamica dei Terreni**

---

*Convenzione stipulata tra GEOANALISI s.r.l. - Occhiobello (RO) e  
Laboratorio di Geotecnica e Dinamica dei Terreni della  
Università degli Studi di Enna "Kore"*

*"Progetto per l'Adeguamento della Centrale di Compressione Gas  
dell'Impianto SNAM Rete Gas in Poggio Renatico (FE)"*

---

**ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE E SPECIFICHE  
PER LE VERIFICHE DI SICUREZZA SISMICA**

---



*Il Responsabile Scientifico*

*prof. ing. Francesco Castelli*

Enna, Aprile 2021



## 1. Premessa

La presente relazione si riferisce al *Progetto per l'Adeguamento della Centrale di Compressione Gas dell'Impianto SNAM Rete Gas in Poggio Renatico* (FE). Essa contiene, in particolare, lo studio di risposta sismica locale mediante modello mono-dimensionale finalizzato alla valutazione delle azioni sismiche e la definizione degli spettri di risposta per le verifiche di progetto, condotto sulla base dei risultati delle prove in situ e delle prove di laboratorio appositamente finalizzate alla caratterizzazione dei terreni in campo dinamico.

Quest'ultime sono state eseguite sui campioni di terreno pervenuti al *Laboratorio di Geotecnica e Dinamica dei Terreni* della **Università di Enna "Kore"** e sono consistite in prove di Colonna Risonante (RC), Triassiali Cicliche (TXC) e di Taglio Semplice Ciclico (CSS).

I risultati delle indagini e delle prove effettuate sono contenuti nei relativi rapporti ufficiali di prova a cui integralmente si rimanda, essendo gli stessi alla base delle valutazioni riportate nel presente studio. Quest'ultimo è partito dall'interpretazione di tali risultati sperimentali e dalla definizione dei modelli geologico e geotecnico del terreno di fondazione, al fine di rendere oggettiva la scelta del modello di analisi di risposta sismica (previsione della risposta del sistema struttura/terreno in termini di accelerazione e/o spostamenti massimi attesi al suolo) delle aree più direttamente interessate dallo studio. Infine, l'analisi di risposta sismica è stata condotta mediante un approccio di tipo deterministico. I risultati ottenuti sono stati confrontati con quelli calcolati mediante la procedura proposta dalle vigenti *Norme Tecniche per le Costruzioni* (NTC [2018]), che adottano un approccio di tipo probabilistico per la definizione della pericolosità sismica di base e forniscono una procedura semplificata per tenere conto delle condizioni stratigrafiche e topografiche del sito. Ad esse ci si è preventivamente riferiti per il calcolo dell'azione sismica di progetto.

## 2. Inquadramento dell'Area

L'area oggetto di studio è situata nel **Comune di Poggio Renatico** (FE), con coordinate geografiche del sito: Latitudine 44.774926- Longitudine 11.505543, è limitata a nord-ovest dalla linea ferroviaria Padova-Bologna, a nord-est dallo Scolo Aldovrandi ed a sud-est dalla SP8 Bologna-Ferrara.

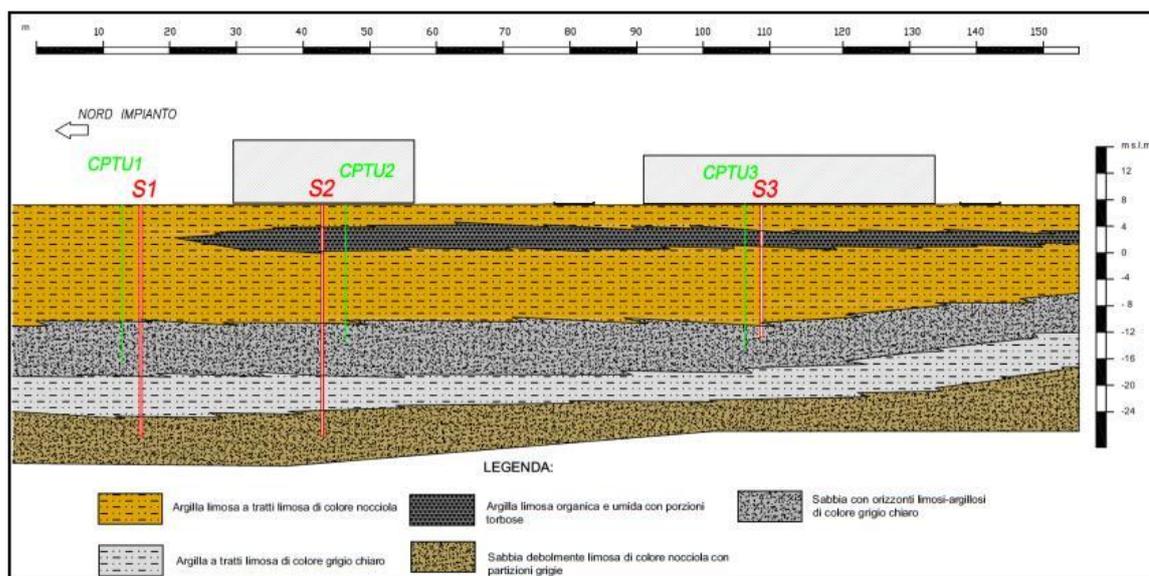
La topografia è sostanzialmente pianeggiante e presenta quota topografica media pari a 8,0 m s.l.m.. Le unità geologiche affioranti nel territorio comunale sono di ambiente continentale e depositi di piana alluvionale. Si distinguono in:

- **alternanze di sabbie e limi** di argine, canale e rotta fluviale, costituite da alternanze di sabbie fini e finissime, spesso limose, in strati da sottili a spessi, e limi, limi sabbiosi e limi argillosi, in strati da molto sottili a medi;
- **argille e limi di piana** inondabile, costituite da argille e limi in strati medi e spessi con rare intercalazioni di limi sabbiosi e sabbie limose in strati da sottili a medi. Presenti anche livelli di argille e limi ricchi in sostanza organica.

Nell'area di più stretto interesse il sottosuolo è caratterizzato dall'affioramento di argille e limi di piana, con rare intercalazioni di limi sabbiosi e sabbie limose, con spessori variabili da 1,0 a 3,0 m. Nei sondaggi S2 e S3, in particolare, alla profondità di 4,0 metri dal p.c. è inter-

cettato un orizzonte di argilla organica umida e plastica con livelli di torba, confermato anche dalle prove SCPTU 2 e SCPTU 3, mentre non viene riscontrato nel sondaggio S1 e SCPTU 1. Probabilmente si tratta di un orizzonte lentiforme il cui deposito è ben rappresentato nel settore meridionale dell'area investigata.

Nella successiva *Figura 1* è riportata in forma schematica la sezione stratigrafica locale dedotta dai risultati dei sondaggi geognostici.



*Figura 1. Schema sezione stratigrafica Centrale Poggio Renatico (allineamento nord-sud).*

Come già premesso, l'area è stata oggetto di più di una campagna di indagini geognostiche, geologiche e geotecniche, i cui risultati sono contenuti nei report ufficiali di prova e nello studio geologico.

Nel seguito della presente relazione saranno ripresi e riportati in forma sintetica soltanto i risultati delle indagini di più stretto interesse per lo studio, ovvero le prove sismiche in foro e di superficie condotte in situ ed i risultati delle prove di caratterizzazione dinamica.

### **3. Calcolo dell'Azione Sismica: Sicurezza e Prestazioni Attese**

Le Norme Tecniche per le Costruzioni, (NTC [2018]), approvate con Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018, adottano un approccio prestazionale alla progettazione delle nuove strutture ed alla verifica di quelle esistenti. La normativa valuta la sicurezza e le prestazioni di una opera in relazione agli stati limite che possono verificarsi durante la sua Vita nominale.

Questa ultima è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. La normativa definisce i valori minimi della Vita nominale, da adottare per diversi tipi di costruzione, così come riportato in *Tabella 3.1*.

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le NTC [2018] suddividono le costruzioni nelle seguenti classi d'uso:

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.



**Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

**Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

**Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 05.11.2001, n.6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tabella 3.1. Valori minimi di Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di costruzione (Tab.2.4.I - NTC,2018)

| TIPI DI COSTRUZIONE |   | Valori minimi di $V_N$ (anni) |
|---------------------|---|-------------------------------|
| 1                   | Costruzioni temporanee e provvisorie            | 10                            |
| 2                   | Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari | 50                            |
| 3                   | Costruzioni con livelli di prestazioni elevati  | 100                           |

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N C_U \quad (1.1)$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito al variare della classe d'uso, come mostrato in **Tabella 3.2**.

Tabella 3.2. Valori del coefficiente d'uso  $C_U$  (Tab.2.4.II - NTC,2018)

| CLASSE D'USO       | I   | II  | III | IV  |
|--------------------|-----|-----|-----|-----|
| COEFFICIENTE $C_U$ | 0,7 | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una *pericolosità sismica di base*, ovvero su sito di riferimento rigido (**Categoria A**) e con superficie topografica orizzontale.

La *pericolosità sismica di base* in un generico sito è descritta a partire dai valori dei seguenti parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*_C$  valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.



Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- *Stato Limite di Danno (SLD)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
  - *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.
- La normativa riporta inoltre le probabilità di superamento nel periodo di riferimento, indicate con  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati (*Tabella 3.3*).

*Tabella 3.3. Probabilità di superamento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite (Tab.3.2.1 - NTC,2018)*

| Stati Limite        | Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$ |     |
|---------------------|---|-----|
|                     | Stati limite di esercizio                                   | SLO |
| SLD                 |   | 63% |
| Stati limite ultimi | SLV   | 10% |
|                     | SLC   | 5%  |

Infine, per ciascun stato limite è possibile ricavare il periodo di ritorno del terremoto utilizzando la seguente relazione:

$$T_R = - \frac{V_N}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (1.2)$$

Dopo avere definito la *pericolosità sismica di base*, occorre tener conto delle effettive condizioni stratigrafiche e topografiche del sito mediante delle specifiche analisi di risposta sismica locale. In alternativa, la normativa fornisce un approccio semplificato che si basa sulla classi-

ficazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_S$ .

La classificazione del sottosuolo si effettua sulla base dei valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{S,eq}$  (in m/s), definita dalla seguente espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}} \quad (1.3)$$

dove  $h_i$  = spessore dell' $i$ -esimo strato;  $V_{S,i}$  = velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato;  $N$  = numero di strati;  $H$  = profondità del substrato caratterizzata da una  $V_S$  non inferiore a 800 m/s. Per depositi con profondità del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio è definita dal parametro  $V_{S,30}$  ottenuto ponendo  $H = 30$  m e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo sono definite nella **Tabella 3.4**.

*Tabella 3.4. Categorie di sottosuolo (Tab.3.2.II - NTC,2018)*

| Categoria | Caratteristiche della categoria di sottosuolo  |
|-----------|--|
| A         | <i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3,0 m.  |
| B         | <i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.  |
| C         | <i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.    |
| D         | <i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s. |
| E         | <i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.  |

Per tener conto di condizioni topografiche complesse è necessario effettuare delle specifiche analisi di risposta sismica. Invece, nel caso di configurazioni superficiali semplici, la normativa fornisce la classificazione riportata in **Tabella 3.5**.

*Tabella 3.5. Categorie di topografiche (Tab.3.2.III - NTC,2018)*

| Categoria | Caratteristiche della categoria di sottosuolo   |
|-----------|---|
| T1        | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$                      |
| T2        | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$  |
| T3        | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4        | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$                  |

Le NTC [2018] definiscono lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico sulla base delle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0 \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (1.4)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0 \quad (1.5)$$



$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0 \left( \frac{T_C}{T} \right) \quad (1.6)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0 \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad (1.7)$$

dove:

- T è il periodo di vibrazione;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni stratigrafiche attraverso la seguente relazione:

$$S = S_S S_T \quad (1.8)$$

con  $S_S$  coefficiente di amplificazione stratigrafica e  $S_T$  coefficiente di amplificazione topografica;

- $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi  $\zeta$ , diverso dal 5%, mediante la seguente relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \zeta}} \geq 0,55 \quad (1.9)$$

- $F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

- $T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla seguente relazione:

$$T_C = C_C T_C^* \quad (1.10)$$

dove  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

- $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione:

$$T_B = \frac{T_C}{3} \quad (1.11)$$

- $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la seguente relazione:

$$T_D = 4,0 \frac{a_g}{g} + 1,6 \quad (1.12)$$

I coefficienti  $S_S$  e  $C_C$  possono essere calcolati in funzione dei valori  $F_0$  e  $T_C^*$  mediante le espressioni fornite dalla **Tabella 3.6**. Il coefficiente  $S_T$  si ottiene in funzione delle categorie topografiche (**Tabella 3.7**).

Tabella 3.6. Espressioni di  $S_S$  e di  $C_C$  (Tab.3.2.IV - NTC,2018)

| Categoria sottosuolo | $S_S$   | $C_C$                  |
|----------------------|---|------------------------|
| <b>A</b>             | 1,00  | 1,00                   |
| <b>B</b>             | $1,00 \leq 1,40 - 0,4 F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1,20$  | $1,10 (T_C^*)^{-0.20}$ |
| <b>C</b>             | $1,00 \leq 1,70 - 0,6 F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1,50$  | $1,05 (T_C^*)^{-0.33}$ |
| <b>D</b>             | $0,90 \leq 2,40 - 1,50 F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1,80$ | $1,25 (T_C^*)^{-0.50}$ |
| <b>E</b>             | $1,00 \leq 2,00 - 1,10 F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1,60$ | $1,15 (T_C^*)^{-0.40}$ |



Tabella 3.7. Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica (Tab.3.2.V - NTC,2018)

| Categoria Topografica | Ubicazione dell'Opera   | S <sub>T</sub> |
|-----------------------|---|----------------|
| <b>T1</b>             | -   | <b>1,0</b>     |
| <b>T2</b>             | In corrispondenza della sommità del pendio  | <b>1,2</b>     |
| <b>T3</b>             | In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30° | <b>1,2</b>     |
| <b>T4</b>             | In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°       | <b>1,4</b>     |

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali S<sub>De</sub>(T) si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione S<sub>e</sub>(T) mediante la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (1.13)$$

purché il periodo proprio di vibrazione T non ecceda i valori T<sub>E</sub> indicati in **Tabella 3.8**.

Tabella 3.8. Valori dei parametri T<sub>E</sub> e T<sub>F</sub> (Tab.3.2.VII - NTC,2018)

| Categoria di sottosuolo | T <sub>E</sub> [s] | T <sub>F</sub> [s] |
|-------------------------|--------------------|--------------------|
| A                       | 4,5                | 10,0               |
| B                       | 5,5                | 10,0               |
| C, D, E                 | 6,0                | 10,0               |

Per periodi di vibrazione eccedenti T<sub>E</sub>, le ordinate dello spettro possono essere ottenute dalle seguenti formule:

$$T_E < T \leq T_F \quad S_{De}(T) = 0,025 a_g S T_C T_D \left[ F_0 \eta + (1 - F_0 \eta) \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right] \quad (1.14)$$

$$T > T_F \quad S_{De}(T) = d_g \quad (1.15)$$

dove d<sub>g</sub> è dato la seguente espressione:

$$d_g = 0,025 a_g S T_C T_D \quad (1.16)$$

Lo spettro di risposta di progetto S<sub>d</sub>(T) da utilizzare è lo spettro di risposta elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P<sub>VR</sub> considerato (**Tabella 1.3**).

Per valutare la domanda verrà utilizzato tale spettro, nel caso di analisi non lineare statica ponendo η = 1, nel caso di analisi lineare, statica o dinamica con le ordinate ridotte sostituendo nelle equazioni (1.4), (1.5), (1.6) e (1.7) η con 1/q, dove q è il fattore di comportamento.

Sulla base di quanto previsto dalle NTC [2018] è stata definita la *pericolosità sismica di base*, ovvero su sito di riferimento rigido (**Categoria A**) e con superficie topografica orizzontale, mediante il codice *Spettri N.T.C. vers.1.0.3* disponibile sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Inserendo le informazioni relative alla latitudine e longitudine del sito (Latitudine 44,776094; Longitudine 11,506486) Vita nominale (V<sub>N</sub> = 100) e Coefficiente d'uso della struttura (C<sub>u</sub> = 2) sono stati ottenuti i parametri a<sub>g</sub>, F<sub>0</sub> e T<sub>C</sub>\* per i periodi di ritorno T<sub>R</sub> associati ai diversi Stati Limite (**Tabella 3.9**).

Dopo avere definito la *pericolosità sismica di base*, occorre tener conto delle effettive condizioni stratigrafiche e topografiche del sito. È stato dunque utilizzato l'approccio semplificato fornito dalla normativa che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione del valore

della velocità equivalente delle onde di taglio (Equazione 1.3). Quest'ultima nel caso in esame è definita dal parametro  $V_{S,30}$  poiché la profondità del substrato è superiore a 30 m.

Tabella 3.9. Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati ai diversi Stati Limite

| STATO LIMITE | $T_R$ [anni] | $a_g$ [g]    | $F_0$ [-]    | $T_C^*$ [s]  |
|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| SLO          | 120          | <b>0,082</b> | <b>2,573</b> | <b>0,266</b> |
| SLD          | 201          | <b>0,105</b> | <b>2,577</b> | <b>0,270</b> |
| SLV          | 1898         | <b>0,264</b> | <b>2,466</b> | <b>0,288</b> |
| SLC          | 2475         | <b>0,292</b> | <b>2,438</b> | <b>0,292</b> |

Sulla base dei risultati forniti da una prova **MASW** eseguita in occasione della campagna d'indagine del mese di dicembre 2020 (*Figura 2*), si ottiene un valore di  $V_{S,30}$  pari a **192 m/s**. Considerando una prova **Down-Hole** effettuata nel corso della campagna di indagine del mese di ottobre 2011 (*Figura 3*), si ottiene un valore di  $V_{S,30}$  pari a **180 m/s**.

In entrambi i casi ai fini dell'identificazione della categoria di riferimento il sottosuolo può essere considerato appartenente alla **Categoria C** (*Tabella 3.4*).

L'esame dei risultati delle due prove sismiche, sia quella di superficie (MASW) che quella di profondità (Down-Hole), evidenziano la presenza di un sismo-strato più superficiale dello spessore di circa 5,0-6,0 m caratterizzato da bassi valori della velocità delle onde di taglio  $V_s$ , in alcuni punti prossimi se non inferiori a 100 m/s.

Da un punto di vista topografico il sito risulta pianeggiante quindi appartenente alla **Categoria Topografica T1** (*Tabella 3.5*) alla quale corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  pari a 1,0 (*Tabella 3.7*).

| Strato   | $V_p$<br>(m/s) | $V_s$<br>(m/s) | Spessore |
|----------|----------------|----------------|----------|
| <b>1</b> | 271            | 133            | 1.9      |
| <b>2</b> | 269            | 127            | 3.1      |
| <b>3</b> | 332            | 156            | 3.6      |
| <b>4</b> | 385            | 179            | 4.8      |
| <b>5</b> | 485            | 230            | 5.2      |
| <b>6</b> | 466            | 221            | 6.0      |
| <b>7</b> | 552            | 295            | Inf.     |

Figura 2. Velocità delle onde S per il sito in esame dedotte da una prova MASW.

I parametri dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV sono riportati in *Tabella 3.10*. La *Figura 4* riporta lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico per lo SLV considerando uno smorzamento del 5% e la *Figura 5* lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali.

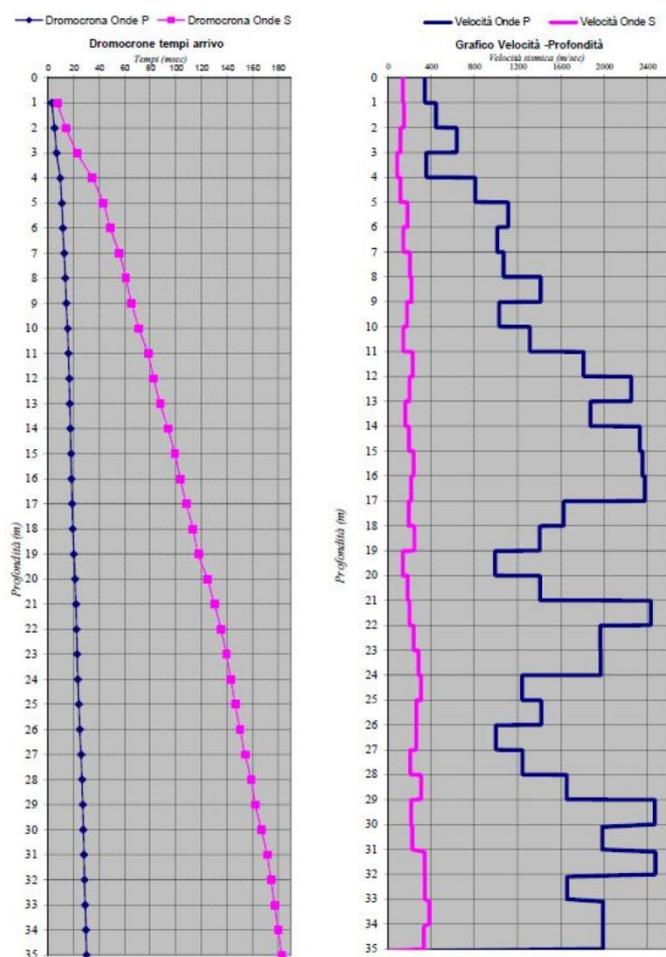


Figura 3. Velocità delle onde S per il sito in esame dedotte da una prova Down-Hole.

Tabella 3.10. Parametri dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

| STATO LIMITE | SLV     |
|--------------|---------|
| $a_g$        | 0,264 g |
| $F_0$        | 2,466   |
| $T_C^*$      | 0,288 s |
| $S_S$        | 1,309   |
| $S_T$        | 1,000   |
| $S$          | 1,309   |
| $C_C$        | 1,583   |
| $T_B$        | 0,152 s |
| $T_C$        | 0,456 s |
| $T_D$        | 2,657 s |
| $\eta$       | 1       |

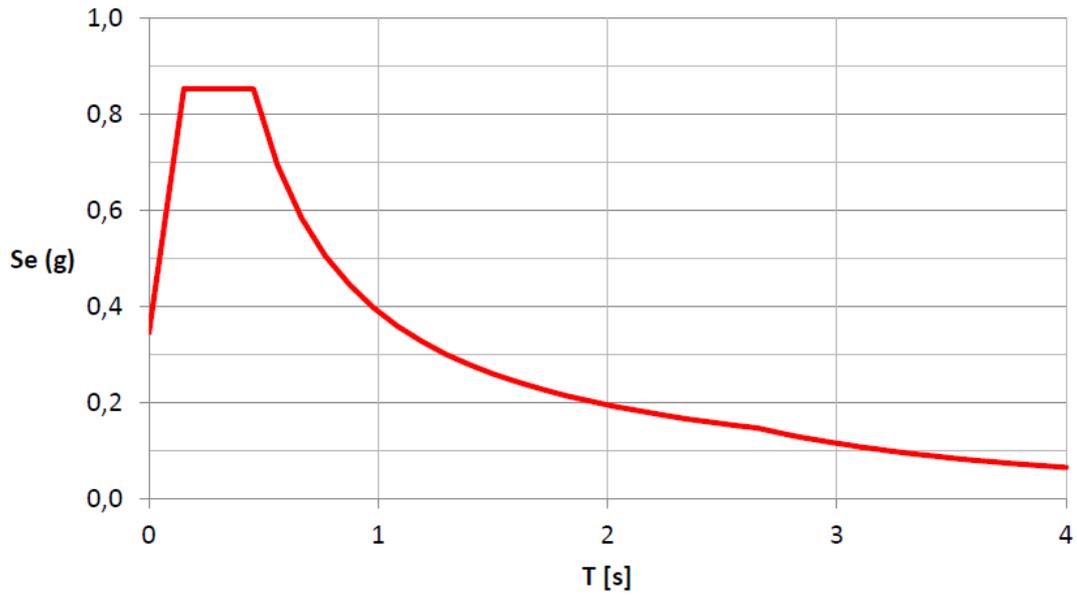


Figura 4. Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico per lo SLV considerando uno smorzamento del 5%.

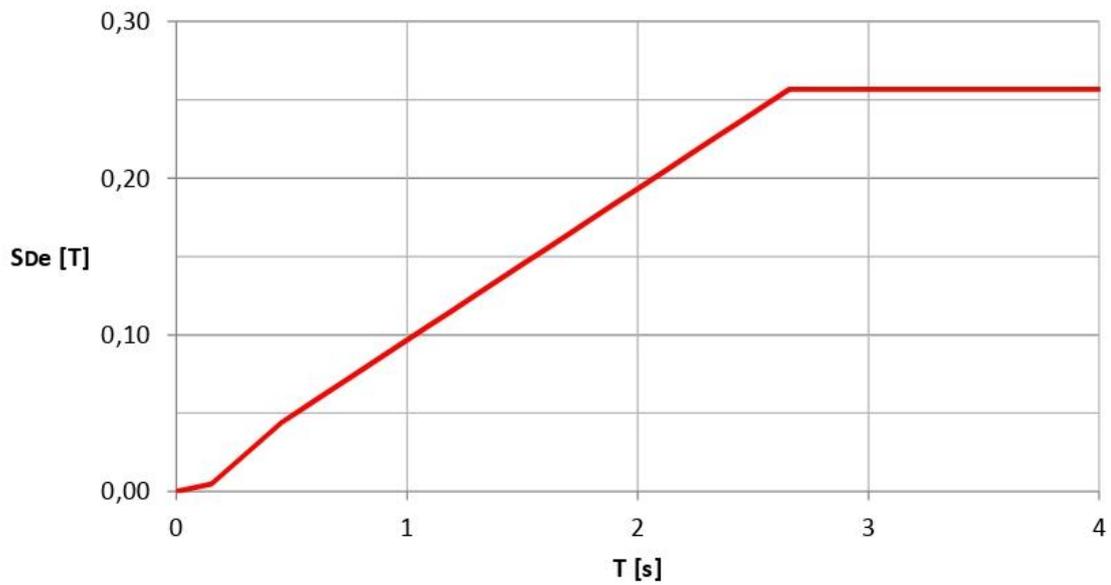


Figura 5. Spettro di risposta elastico in spostamento della componente orizzontale del moto sismico per lo SLV considerando uno smorzamento del 5%.



#### 4. Risposta Sismica Locale

Le analisi di Risposta Sismica Locale rappresentano un elemento di fondamentale rilevanza nell'ottica di un efficace intervento mirato alla mitigazione del Rischio Sismico.

Anche le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC[2018]) sottolineano l'importanza di tenere conto delle effettive condizioni stratigrafiche e topografiche del sito mediante delle specifiche analisi di risposta sismica locale.

Studiare tale fenomeno significa capire, mediante la conoscenza delle proprietà fisiche, meccaniche e dinamiche del terreno, unitamente alle caratteristiche del moto sismico, come un segnale sismico imposto come input alla base di un dato deposito di terreno si modifichi attraversando gli strati di terreno in cui lo stesso si propaga.

Di fatto, uno stesso evento sismico può subire, a causa delle condizioni locali del sito, delle variazioni in termini di ampiezza, durata e contenuto in frequenza che possono rendere il sisma più potente e disastroso di quanto si possa immaginare.

Il meccanismo di generazione e propagazione delle onde sismiche ha una natura molto complessa. L'energia liberata durante un terremoto viene in parte dissipata sotto forma di calore, sviluppato per effetto dell'attrito derivante dallo scorrimento delle masse rocciose lungo la superficie di faglia, in parte è spesa come lavoro, per compiere lo spostamento delle masse coinvolte, e in parte si propaga nel terreno sotto forma di onde sismiche di volume.

Le onde sismiche di volume associate a stati di compressione-dilatazione volumetrica sono chiamate onde P, mentre quelle connesse a stati deformativi distorsionali sono dette onde S.

Le onde P sono caratterizzate da una velocità di propagazione  $V_P$  pari a:

$$V_P = \sqrt{\frac{M_V}{\delta}} \quad (2.1)$$

essendo  $M_V$  è il modulo di rigidezza a compressione monodimensionale e  $\delta$  è la densità del mezzo. Mentre le onde S si propagano con velocità  $V_S$  pari a:

$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\delta}} \quad (2.2)$$

dove  $G$  è il modulo di rigidezza a taglio del materiale.

Il fenomeno di vibrazione prodotto da un evento sismico è dunque il risultato della propagazione dalla sorgente di onde elastiche di volume, che in profondità attraversano ammassi rocciosi ed in superficie in genere interessano formazioni di terreni sciolti.

Generalmente le onde sismiche durante il loro cammino di propagazione nel terreno non incontrano un mezzo omogeneo, bensì stratificato e quindi costituito da strati caratterizzati da diverse proprietà fisiche e meccaniche.

Nell'impatto con le superfici di contatto fra i vari strati le onde sismiche vengono in parte rifratte e in parte riflesse, subendo importanti modifiche nella direzione di propagazione e con una perdita di energia crescente con la distanza, anche a causa di fenomeni dissipativi di tipo isteretico nei mezzi attraversati (*Figura 6*).

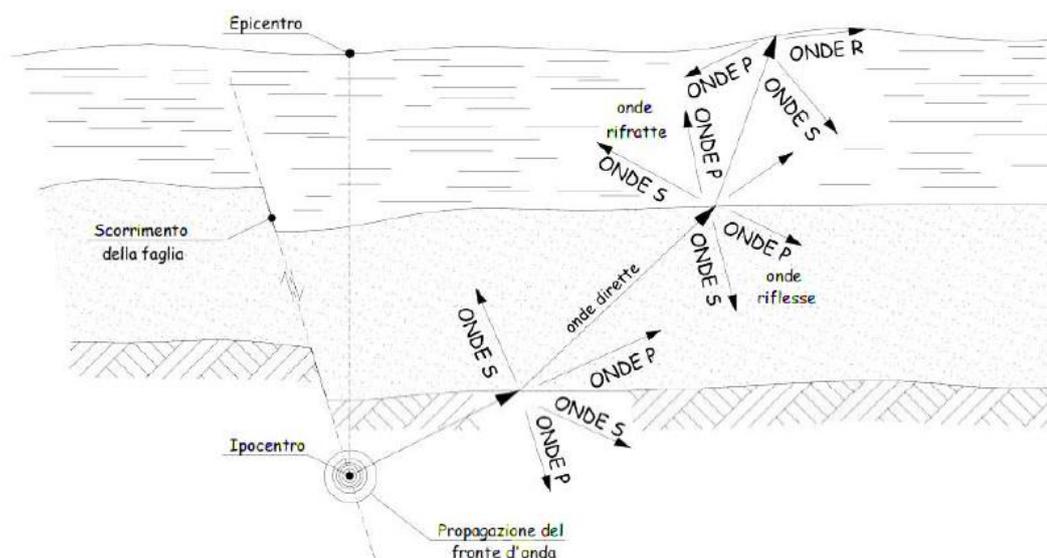


Figura 6. Fenomeno di riflessione e rifrazione delle onde sismiche.

I principali fattori che influenzano lo scuotimento sismico in un sito in condizioni *free field* (superficie libera da manufatti) sono:

- a) la sorgente;
- b) il percorso di propagazione;
- c) le condizioni locali.

a) sorgente

Generalmente l'influenza dei meccanismi di sorgente prevale su quella degli altri fattori in un'area compresa entro un raggio all'incirca uguale alla lunghezza della frattura, spesso compresa fra i 15 ed i 20km e indicata in letteratura come *near field*. I parametri che influenzano maggiormente lo scuotimento sismico sono la profondità della sorgente, la lunghezza della frattura e l'energia rilasciata dal terremoto.

b) percorso di propagazione

Le onde di volume sono delle onde sismiche che si propagano nel terreno secondo fronti d'onda sferici, coinvolgendo volumi di terreno sempre maggiori.

Nei mezzi elastici, omogenei e isotropi la propagazione delle onde di volume segue la seconda legge fondamentale della dinamica e, le equazioni del moto per un volume elementare di tale materiale assumono, in un riferimento cartesiano (x, y, z), la seguente forma:

$$\mu \nabla^2 s + (\lambda + \mu) \nabla(\nabla s) = \rho \frac{\partial^2 s}{\partial t^2} \quad (2.3)$$

nella quale:

- $s(u, v, w)$  è il vettore delle componenti cartesiane dello spostamento;
- $\rho$  è la densità del materiale;
- $\nabla = \left( \frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y}, \frac{\partial}{\partial z} \right)$  è l'operatore vettoriale gradiente;



$-\nabla^2 = \left( \frac{\partial^2}{\partial x^2}, \frac{\partial^2}{\partial y^2}, \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right)$  è l'operatore scalare di Laplace;

-  $t$  è il tempo;

-  $\lambda$  e  $\mu$  sono le costanti elastiche di Lamé (1859).

### c) Condizioni locali

Con il termine condizioni locali si intende l'insieme di quei fattori naturali che interagendo con le onde sismiche possono modificare, rispetto allo scuotimento della roccia sottostante (*bedrock*), le caratteristiche dello scuotimento sismico in superficie.

Questi fattori sono di natura geologica (caratteristiche stratigrafiche, discontinuità tettoniche e litologiche, livello di falda, età geologica, ecc.), topografica (morfologia superficiale e sepolta) e geotecnica (proprietà dei terreni in campo statico e dinamico).

## 5. Valutazione dell'Amplificazione Sismica Locale

Nell'ambito del presente studio le analisi sono state condotte mediante il codice di calcolo denominata STRATA (Kottke et al., 2008) che effettua delle analisi di risposta sismica nel dominio della frequenza. STRATA calcola la risposta di una colonna monodimensionale di terreno utilizzando la propagazione lineare delle onde con proprietà dinamiche che dipendono dal livello deformativo.

Questo è comunemente indicato come metodo di Analisi Lineare Equivalente (EQL), ed è stato utilizzato per la prima volta nel codice SHAKE (Schnabel et al., 1972; Idriss & Sun, 1992). Gli input sismici ed il modello di terreno utilizzati nelle analisi RSL sono di seguito dettagliatamente descritti. Infine, i risultati sono stati opportunamente riportati e confrontati con l'approccio semplificato fornito dalla normativa.

### 5.1. Definizione dell'Input Sismico

Le NTC [2018] al Paragrafo 3.2.3.6 prevedono che gli stati limite ultimi e di esercizio, possono essere verificati mediante l'uso di storie temporali del moto del terreno artificiali o naturali. Gli *accelerogrammi artificiali* devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta adottato nella progettazione.

La coerenza con lo spettro di risposta elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi *accelerogrammi*, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del 5%.

L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli  $0,15s \div 2,0s$  e  $0,15s \div 2T$  (in cui  $T$  è il periodo proprio di vibrazione della struttura in campo elastico) per le verifiche agli stati limite ultimi e  $0,15s \div 1,5T$  per le verifiche agli stati limite di esercizio. Nel caso di costruzioni con isolamento sismico, il limite superiore dell'intervallo di coerenza è assunto pari a  $1,2 T_{is}$ , essendo  $T_{is}$  il periodo equivalente della struttura isolata, valutato per gli spostamenti del sistema d'isolamento prodotti dallo stato limite in esame. L'uso di storie temporali del moto del terreno artificiali non è ammesso nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici.



L'uso di storie temporali del moto del terreno generate mediante simulazione del meccanismo di sorgente e della propagazione (*sismogrammi*) è ammesso a condizione che siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e del mezzo di propagazione e che, negli intervalli di periodo sopraindicati, l'ordinata spettrale media non presenti uno scarto in difetto superiore al 20% rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico.

L'uso di storie temporali del moto del terreno *naturali o registrate* è ammesso a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito. Le storie temporali del moto del terreno registrate devono essere selezionate e scalate in modo tale che i relativi spettri di risposta approssimino gli spettri di risposta elastici nel campo dei periodi propri di vibrazione di interesse per il problema in esame.

Nello specifico la compatibilità con lo spettro di risposta elastico deve essere verificata in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi *accelerogrammi* associati alle storie per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del 5%.

L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10% ed uno scarto in eccesso superiore al 30%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico in alcun punto dell'intervallo dei periodi propri di vibrazione di interesse per l'opera in esame per i diversi stati limite.

Il codice REXEL (Iervolino et al., 2010) liberamente scaricabile dal sito <http://www.reluis.it>, costruisce sulla base di determinati parametri inseriti dall'utente uno spettro di riferimento in accordo con le Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC [2018]).

Inoltre, il codice ricerca i n.7 accelerogrammi i cui spettri di risposta in accelerazione sono in media compatibili con lo spettro di riferimento, in un determinato intervallo di periodi e con un'assegnata tolleranza (Felicetta et al., 2017).

I parametri di ingresso sono di seguito elencati:

#### Spettro di riferimento

- Coordinate geografiche del sito
- Categoria di sottosuolo
- Classe topografica (T1, T2, T3 o T4)
- Vita nominale della struttura
- Classe d'uso
- Stato limite di esercizio o stato limite ultimo
- Componenti orizzontali del moto di riferimento (1 o 2)

#### Parametri di ricerca

- Categoria di sottosuolo (A, A\*, B, B\*, C, C\*, D, E)
- Magnitudo massima e minima
- Tipo di magnitudo (MW, ML, o MW ed ML)
- Distanza epicentrale (in km) massima e minima
- Possibilità di includere registrazioni analogiche e/o late triggered
- Meccanismo focale (NF, SS, TF, ecc.)

Parametri relativi alla spettro compatibilità:

- Intervallo di periodo (in s)
- Tolleranza (in percentuale) richiesta nell'intervallo di periodo scelto
- Possibilità di applicare un fattore di scala agli accelerogrammi reali

Con riferimento al caso di Poggio Renatico (FE), attraverso l'utilizzo di REXEL, è stato ottenuto lo spettro di risposta su sito di riferimento rigido (*Categoria A*) e con superficie topografica orizzontale per lo SLV, inserendo le informazioni relative alla latitudine e longitudine del sito, vita nominale ( $V_N$ ) e coefficiente d'uso della struttura ( $C_U$ ).

Per determinare gli intervalli di magnitudo e di distanza occorre ricavare, inoltre, i valori dell'analisi di disaggregazione.

La disaggregazione è una procedura mediante la quale si determinano i parametri del terremoto che più influenzano la pericolosità sismica di un sito. Ipotizzando che l'accelerazione superi un valore di interesse, con la disaggregazione si calcola per ogni per ciascuna possibile coppia magnitudo ( $M$ ) e distanza del sito dalla sorgente del terremoto ( $R$ ), la probabilità che tale superamento sia causata da quella coppia (Iervolino et al. 2009).

Dal sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it> è possibile ottenere la disaggregazione della pericolosità sismica considerando una probabilità di superamento del 2%, 5%, 10%, 22%, 30%, 39%, 50%, 63% o 81% in 50 anni, corrispondenti ai tempi di ritorno di 2475, 975, 475, 201, 140, 101, 72, 50 e 30 anni (Meletti et al., 2006).

I valori di disaggregazione si possono ottenere utilizzando il codice REXEL che fornisce tali valori per periodi di ritorno di 50, 475, 975 e 2475 anni (Iervolino et al., 2011). Nel caso in esame il periodo di ritorno associato allo SLV è pari a 1898, quindi a vantaggio di sicurezza sono stati considerati i dati di disaggregazione ottenuti per un periodo di ritorno di 2475 anni (*Figure 7, 8 e 9*).

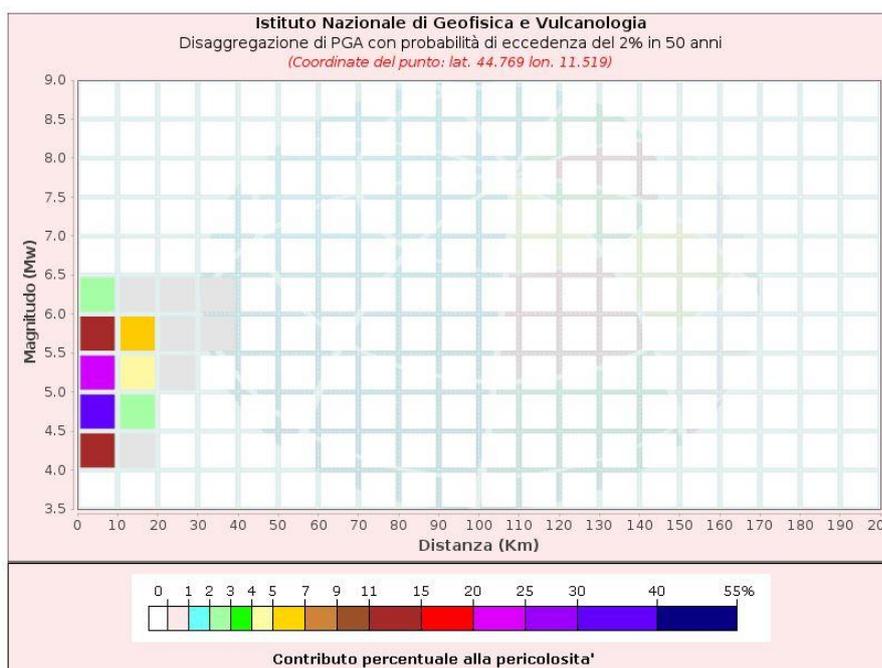


Figura 7. Dati di disaggregazione ottenuti dalla procedura <http://esse1-gis.mi.ingv.it>.



| Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 2% in 50 anni<br>(Coordinate del punto: lat. 44.769 lon. 11.519) |                |         |         |         |         |         |         |         |         |         |         |
|--|----------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Distanza<br>(Km)   | Magnitudo (Mw) |         |         |         |         |         |         |         |         |         |         |
|  | 3.5-4.0        | 4.0-4.5 | 4.5-5.0 | 5.0-5.5 | 5.5-6.0 | 6.0-6.5 | 6.5-7.0 | 7.0-7.5 | 7.5-8.0 | 8.0-8.5 | 8.5-9.0 |
| 0-10   | 0.0000         | 13.8000 | 31.7000 | 23.7000 | 14.8000 | 2.0300  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 10-20  | 0.0000         | 0.2480  | 2.2200  | 4.4000  | 5.1600  | 0.9880  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 20-30  | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0909  | 0.5940  | 0.1770  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 30-40  | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0172  | 0.0185  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 40-50  | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 50-60  | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 60-70  | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 70-80  | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 80-90  | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 90-100   | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 100-110  | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 110-120  | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 120-130  | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 130-140  | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 140-150  | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 150-160  | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 160-170  | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 170-180  | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 180-190  | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 190-200  | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |

| Valori Medi |          |         |
|-------------|----------|---------|
| Magnitudo   | Distanza | Epsilon |
| 5.08        | 5.91     | 1.17    |

Figura 8. Dati di disaggregazione e valori medi ottenuti da <http://esse1-gis.mi.ingv.it>.

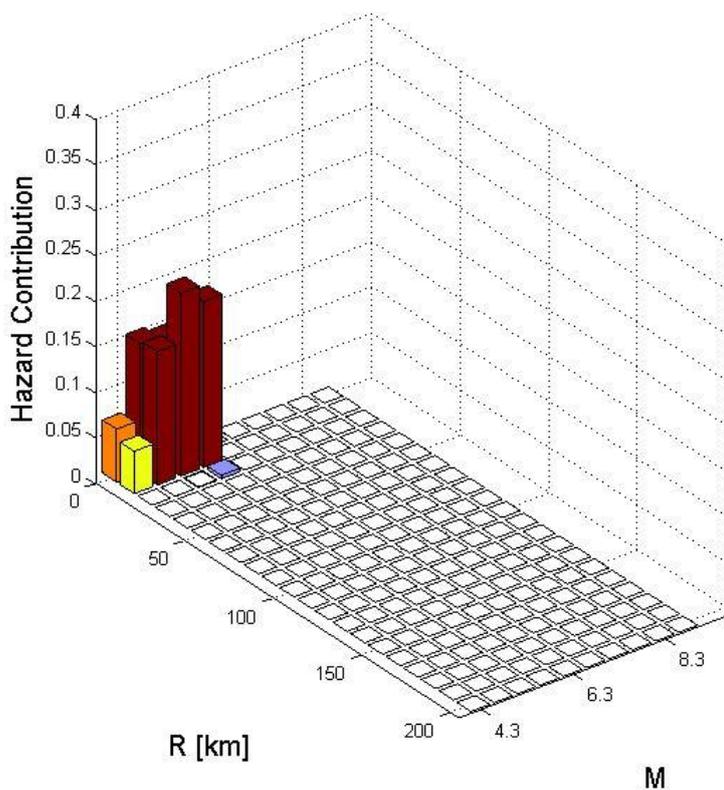


Figura 9. Dati di disaggregazione rappresentati in forma tridimensionale ottenuti da REXEL (v.3.1).



Gli intervalli di magnitudo e distanza sono stati determinati dai seguenti valori medi dell'analisi di disaggregazione:

- Magnitudo media  $\pm 0.85$  (4.15-5.85)
- Distanza da 0 km a 3 volte la distanza media (0-18 km)

Il database utilizzato per la ricerca degli *accelerogrammi* è l'*European Strong-motion Database*. Al fine di garantire la spettro-compatibilità è stata considerata una tolleranza minima del 10% ed una tolleranza massima del 30% nell'intervallo di periodo compreso tra 0,15s ÷ 2,0s. Infine, è stato inserito un fattore di scala massimo pari a 5. La *Tabella 5.1* e la *Figura 10* riportano i n.7 accelerogrammi ricavati da REXEL che possiedono una PGA di 0,264g.

Tabella 5.1 Combinazione di accelerogrammi ottenuta da REXEL v.3.5 (European Strong-motion Database)

| Wave-form ID | Earthquake ID | Station ID | Earthquake Name            | Date       | Mw         | Epicentral Distance | Site class |
|--------------|---------------|------------|----------------------------|------------|------------|---------------------|------------|
| 5655         | 1825          | ST2950     | NE of Banja Luka           | 13/08/1981 | 5.7        | 10                  | A          |
| 5079         | 1464          | ST2552     | Mt. Hengill Area           | 04/06/1998 | 5.4        | 6                   | A          |
| 1243         | 473           | ST575      | Izmit (aftershock)         | 13/09/1999 | 5.8        | 15                  | A          |
| 651          | 291           | ST236      | Umbria-Marche (aftershock) | 06/10/1997 | 5.5        | 5                   | A          |
| 5086         | 1464          | ST2556     | Mt. Hengill Area           | 04/06/1998 | 5.4        | 15                  | A          |
| 2025         | 710           | ST1357     | Kremidia (aftershock)      | 25/10/1984 | 5          | 16                  | A          |
| 1916         | 663           | ST1328     | Ierissos (foreshock)       | 14/06/1983 | 4.4        | 13                  | A          |
| <b>mean</b>  |               |            |                            |            | <b>5.3</b> | <b>11.4 km</b>      |            |

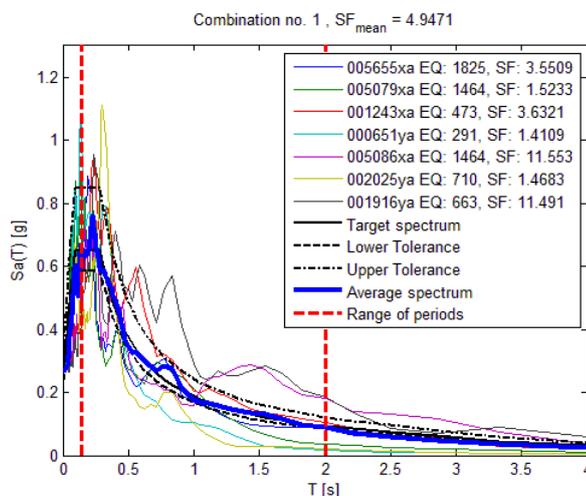
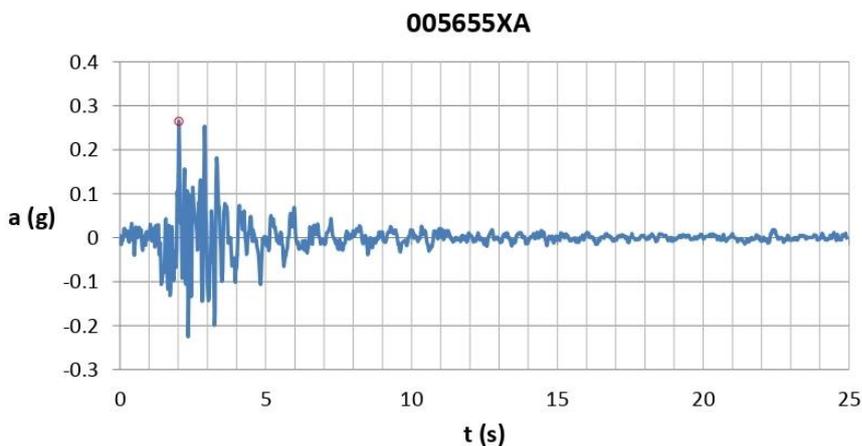
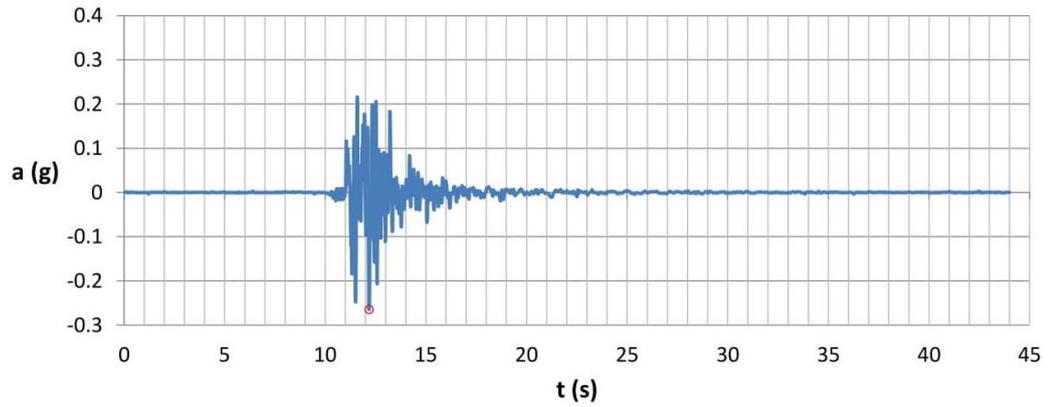


Figura 10. Combinazione di accelerogrammi ottenuta da REXEL v.3.5 - Spettro compatibilità.

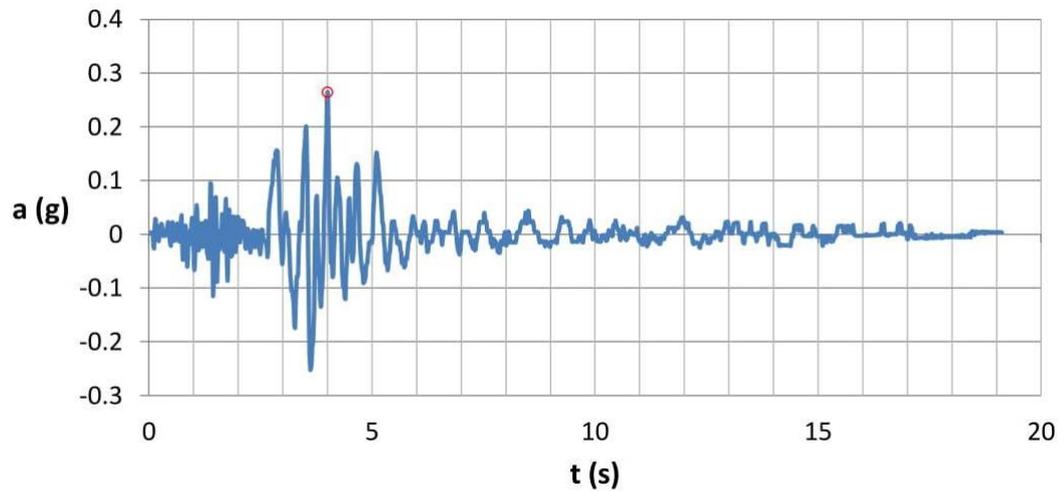




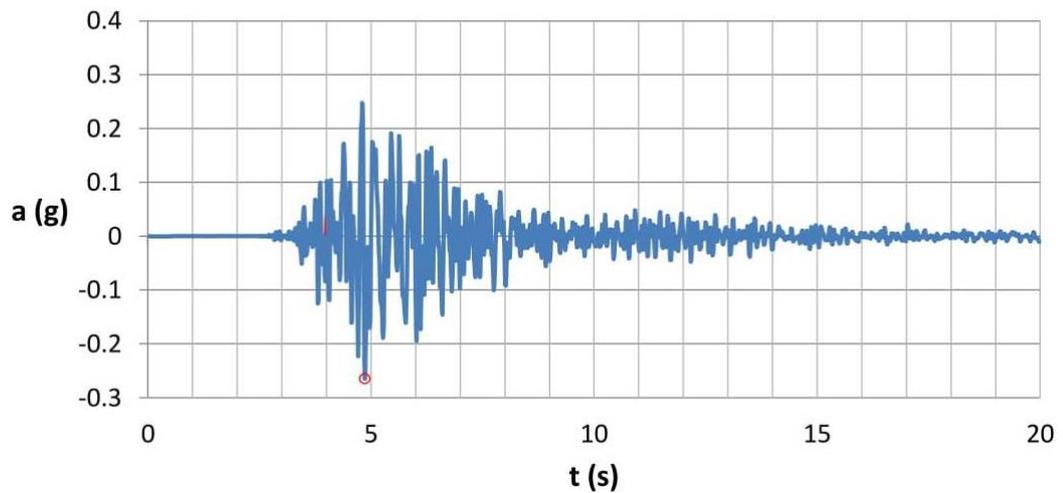
**005079XA**



**001243XA**



**00651YA**



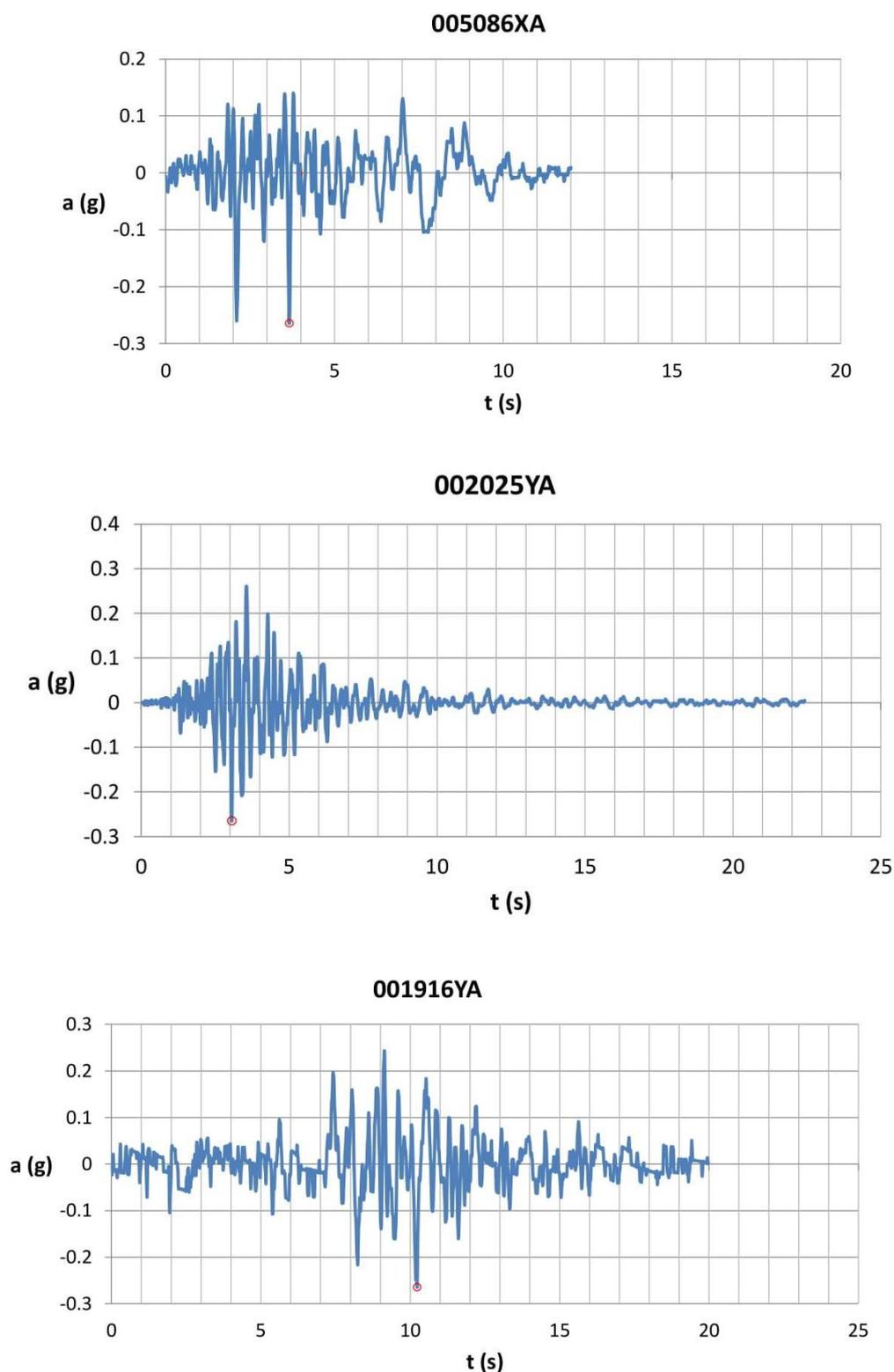


Figura 10. Accelerogrammi ricavati da REXEL (Tabella 5.1).

### 5.2. Definizione Modello del Terreno

Nell'ambito del presente studio le analisi sono state condotte attraverso il codice di calcolo STRATA (Kottke et al., 2008) che valuta la risposta sismica di un deposito di terreno schematizzandolo come un sistema di  $n$  strati omogenei e viscoelastici sovrastanti un semispazio uni-

forme. Ogni strato è descritto per mezzo dello spessore  $H$ , della velocità delle onde di taglio  $V_S$ , del peso dell'unità di volume  $\gamma$ , delle curve del decadimento del modulo di taglio e dell'incremento dello smorzamento in funzione della deformazione a taglio ( $G/G_0 - \gamma$ ;  $D - \gamma$ ).

La velocità delle onde di taglio  $V_S$  ha un ruolo fondamentale nelle analisi di risposta sismica.

Il profilo delle  $V_S$  utilizzato nelle presenti analisi è quello ottenuto dalla prova D-H eseguita nella campagna di indagine dell'ottobre 2011, che fornisce un profilo più dettagliato della velocità lungo la profondità. Il peso dell'unità di volume è stato ottenuto dalle prove di laboratorio. Inoltre, per tenere in considerazione la non linearità del terreno, sono state inserite nel codice le curve  $G/G_0 - \gamma$  e  $D - \gamma$  dedotte dalle prove di laboratorio appositamente eseguite e per i cui risultati di dettaglio si rimanda al relativo report di prova.

In particolare, sono state utilizzate le prove di colonna risonante effettuate sul campione C3 (Sondaggio S2 SH3, prelevato a 15,00-15,70m) e sul campione C4 (Sondaggio S2 SH8, prelevato a 27,00-27,70 m) riportate rispettivamente nelle *Figure 11* e *12*.

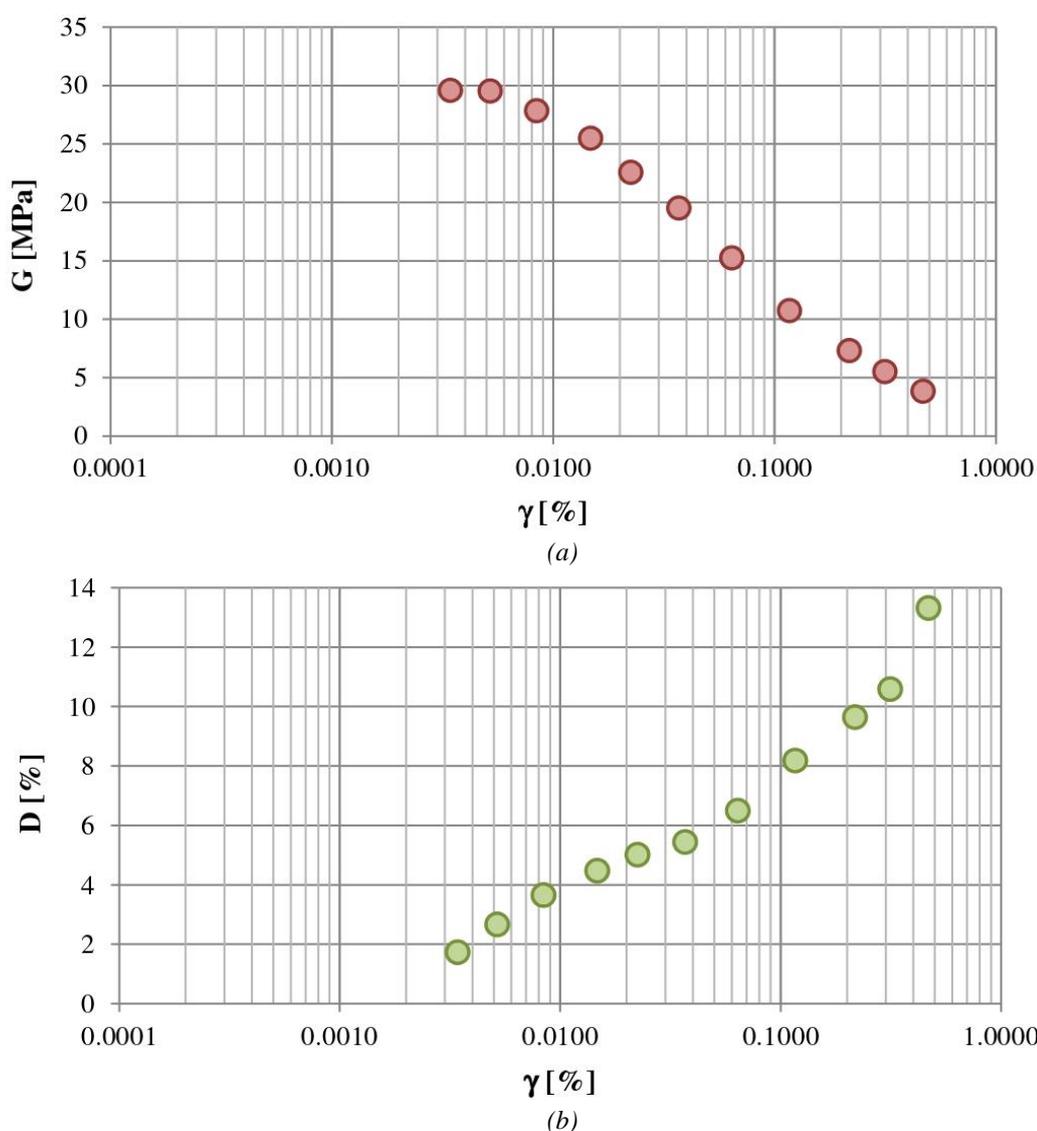


Figura 11. Risultati prova di colonna risonante sul campione C3 (Sondaggio S2 SH3, prelevato a 15,00-15,70m): (a) decadimento del modulo di taglio  $G$  in funzione della deformazione; (b) incremento dello smorzamento in funzione della deformazione.

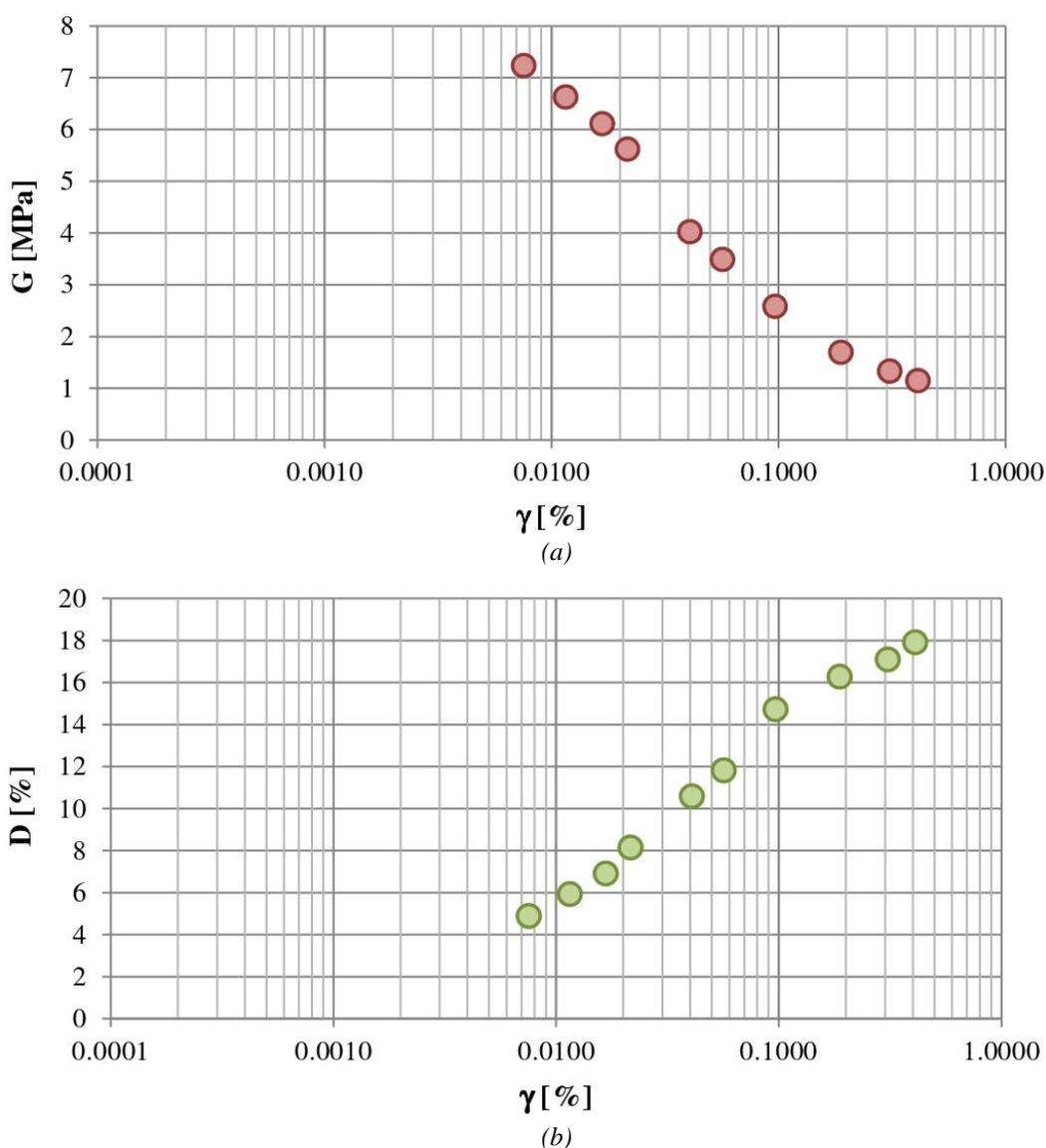


Figura 12. Risultati prova di colonna risonante effettuata nel campione C4 (Sondaggio S2 SH8, prelevato a 27,00-27,70 m): (a) decadimento del modulo di taglio  $G$  in funzione della deformazione; (b) incremento dello smorzamento in funzione della deformazione.

La risposta dinamica del modello richiede, infine, la conoscenza della posizione del *bedrock*, la cui profondità convenzionalmente adottata corrisponde ad un valore di  $V_s$  di 800 m/s (Sottosuolo di *Categoria A*). In questo caso il criterio utilizzato per la valutazione della posizione del *bedrock* è consistito nell'interpolazione lineare del profilo delle velocità delle onde di taglio. La profondità così ottenuta è risultata di circa 90 m e questa è stata fissata ai fini delle successive analisi di risposta sismica locale.

Il modello di terreno in definitiva utilizzato è riportato nella successiva *Tabella 5.2*.

Tabella 5.2. Modello di terreno utilizzato nelle analisi di risposta sismica locale

| Layer | da [m] | a [m] | Spessore [m] | $V_s$ [m/s] | $G/\gamma$ - $D/\gamma$ | $\gamma$ [ $\text{kN/m}^3$ ] |
|-------|--------|-------|--------------|-------------|-------------------------|------------------------------|
| 1     | 0      | 1     | 1            | 137         | S2C3                    | 18,34                        |
| 2     | 1      | 2     | 1            | 146         | S2C3                    | 18,34                        |
| 3     | 2      | 3     | 1            | 116         | S2C3                    | 18,34                        |



|                |    |    |   |       |      |       |
|----------------|----|----|---|-------|------|-------|
| 4              | 3  | 4  | 1 | 84    | S2C3 | 18,34 |
| 5              | 4  | 5  | 1 | 117   | S2C3 | 18,34 |
| 6              | 5  | 6  | 1 | 179   | S2C3 | 18,34 |
| 7              | 6  | 7  | 1 | 142   | S2C3 | 18,34 |
| 8              | 7  | 8  | 1 | 200   | S2C3 | 18,34 |
| 9              | 8  | 9  | 1 | 219   | S2C3 | 18,34 |
| 10             | 9  | 10 | 1 | 175   | S2C3 | 20,40 |
| 11             | 10 | 11 | 1 | 140   | S2C3 | 20,40 |
| 12             | 11 | 12 | 1 | 229   | S2C3 | 20,40 |
| 13             | 12 | 13 | 1 | 195   | S2C3 | 20,40 |
| 14             | 13 | 14 | 1 | 158   | S2C3 | 20,40 |
| 15             | 14 | 15 | 1 | 195   | S2C3 | 20,40 |
| 16             | 15 | 16 | 1 | 235   | S2C3 | 20,40 |
| 17             | 16 | 17 | 1 | 213   | S2C3 | 20,40 |
| 18             | 17 | 18 | 1 | 190   | S2C3 | 19,52 |
| 19             | 18 | 19 | 1 | 242   | S2C3 | 19,52 |
| 20             | 19 | 20 | 1 | 139   | S2C3 | 19,52 |
| 21             | 20 | 21 | 1 | 180   | S2C3 | 19,52 |
| 22             | 21 | 22 | 1 | 198   | S2C3 | 19,52 |
| 23             | 22 | 23 | 1 | 235   | S2C3 | 19,52 |
| 24             | 23 | 24 | 1 | 282   | S2C3 | 19,52 |
| 25             | 24 | 25 | 1 | 304   | S2C4 | 19,52 |
| 26             | 25 | 26 | 1 | 264   | S2C4 | 19,52 |
| 27             | 26 | 27 | 1 | 261   | S2C4 | 19,52 |
| 28             | 27 | 28 | 1 | 205   | S2C4 | 19,52 |
| 29             | 28 | 29 | 1 | 305   | S2C4 | 19,52 |
| 30             | 29 | 30 | 1 | 212   | S2C4 | 19,52 |
| 31             | 30 | 31 | 1 | 221   | S2C4 | 19,52 |
| 32             | 31 | 32 | 1 | 336   | S2C4 | 19,52 |
| 33             | 32 | 33 | 1 | 342   | S2C4 | 19,52 |
| 34             | 33 | 34 | 1 | 281   | S2C4 | 19,52 |
| 35             | 34 | 35 | 1 | 331   | S2C4 | 19,52 |
| 36             | 35 | 38 | 3 | 371   | S2C4 | 19,52 |
| 37             | 38 | 41 | 3 | 395   | S2C4 | 19,52 |
| 38             | 41 | 44 | 3 | 419   | S2C4 | 19,52 |
| 39             | 44 | 47 | 3 | 442   | S2C4 | 19,52 |
| 40             | 47 | 50 | 3 | 466   | S2C4 | 19,52 |
| 41             | 50 | 53 | 3 | 490   | S2C4 | 19,52 |
| 42             | 53 | 56 | 3 | 514   | S2C4 | 19,52 |
| 43             | 56 | 59 | 3 | 538   | S2C4 | 19,52 |
| 44             | 59 | 62 | 3 | 562   | S2C4 | 19,52 |
| 45             | 62 | 65 | 3 | 586   | S2C4 | 19,52 |
| 46             | 65 | 68 | 3 | 609   | S2C4 | 19,52 |
| 47             | 68 | 71 | 3 | 633   | S2C4 | 19,52 |
| 48             | 71 | 74 | 3 | 657   | S2C4 | 19,52 |
| 49             | 74 | 77 | 3 | 681   | S2C4 | 19,52 |
| 50             | 77 | 80 | 3 | 705   | S2C4 | 19,52 |
| 51             | 80 | 83 | 3 | 729   | S2C4 | 19,52 |
| 52             | 83 | 86 | 3 | 753   | S2C4 | 19,52 |
| 53             | 86 | 89 | 3 | 770   | S2C4 | 19,52 |
| <b>Bedrock</b> | -  | -  | - | 800,0 | -    | 21,0  |

### 5.3. Risultati

I risultati ottenuti dall'analisi di risposta sismica (RSL) sono sintetizzati nelle figure che seguono. Queste riportano lo spettro di risposta in termini di accelerazione considerando uno smorzamento pari al 5% (*Figura 13*), nonché in termini di spostamento (*Figura 14*).

Lo spettro ricavato dalla RSL è inoltre confrontato con quello fornito dalla normativa (NTC [2018]) per lo SLV considerando una Vita Nominale pari a 100 anni, un coefficiente d'uso pari a 2 ed, infine, per la Categoria di **Sottosuolo C** dedotta sulla base dei risultati delle prove sismiche eseguite nell'area dell'impianto.

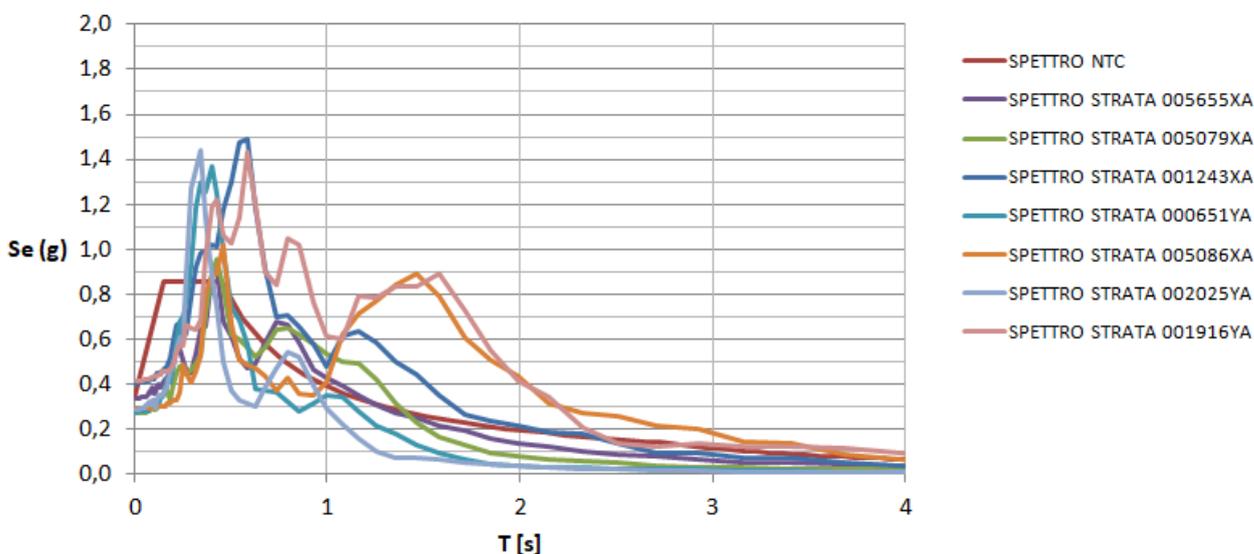


Figura 13. Spettri di risposta (RSL) in termini di accelerazione calcolati in superficie.

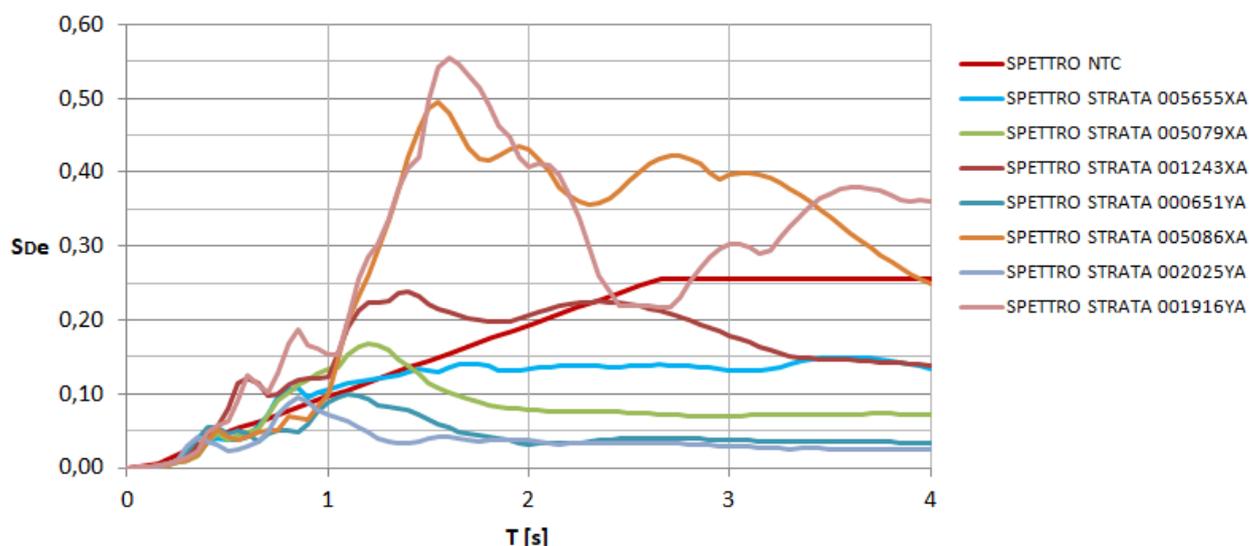


Figura 14. Spettri di risposta (RSL) in termini di spostamento calcolati in superficie.

La *Figura 15* riporta lo spettro di risposta medio in termini di accelerazione, mentre la *Figura 16* riporta lo spettro di risposta medio in termini di spostamento, ottenuti in superficie considerando uno smorzamento del 5%. In entrambi i casi lo spettro ottenuto dalla RSL è messo a

confronto con quello fornito dalla normativa (NTC[2018]), che in termini di accelerazione si mostra meno conservativo per periodi compresi tra circa 0,45s e 2,0s.

Al riguardo occorre, tuttavia, riportare le seguenti considerazioni: i modelli per l'analisi della risposta sismica locale, a seconda delle modalità di rappresentazione del problema e degli elementi di complessità introdotti, devono consentire la ricostruzione di modelli il più vicino possibili alla situazione reale, tenendo conto di alcuni o di tutti i fattori che contribuiscono a determinare la risposta sismica locale di un deposito (geometria del deposito, comportamento dei terreni in condizioni dinamiche e quindi effetti di non linearità, stratificazione e, più in generale, di eterogeneità del deposito).

E' noto che i risultati delle analisi di risposta sismica locale dipendono dalla variazione delle caratteristiche geotecniche e geometriche del deposito.

Con riferimento ad un sito costituito da un'area piuttosto estesa ed ubicata nella parte occidentale della città di Teheran (Hosseini, 1995) si è osservato che i risultati ottenuti in termini di spettro di risposta delle accelerazioni al variare dei parametri geotecnici, dipendono fortemente dallo spessore dello strato più superficiale, che variando ad esempio da 2,0 a 10m riduce l'accelerazione massima di circa il 40%, così come al variare della rigidità dello strato in relazione al valore della velocità delle onde di taglio  $V_S$  (Figura 17).

Come già fatto osservare in precedenza, appare importante rilevare che lo strato di terreno più superficiale dello spessore di circa 6,0m è caratterizzato da valori modesti della velocità delle onde di taglio, che crescono all'aumentare della profondità. Infatti, con riferimento al caso in esame, la stessa analisi di risposta sismica (RSL) riferita a valori diversi di profondità fornisce i risultati sintetizzati nella successiva Figura 18.

In sostanza si osserva, che per profondità superiori a quelle dello strato più superficiale caratterizzato da bassi valori della velocità delle onde di taglio, lo spettro di risposta fornito dalla RSL è comparabile con quello restituito dalla procedura semplificata prevista dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (2018).

In particolare, lo spettro medio a 2,0m di profondità coincide pressoché con quello di superficie; a circa 3,0m è molto vicino al *plateau*, mentre lo spettro medio a 4,0m è simile a quello

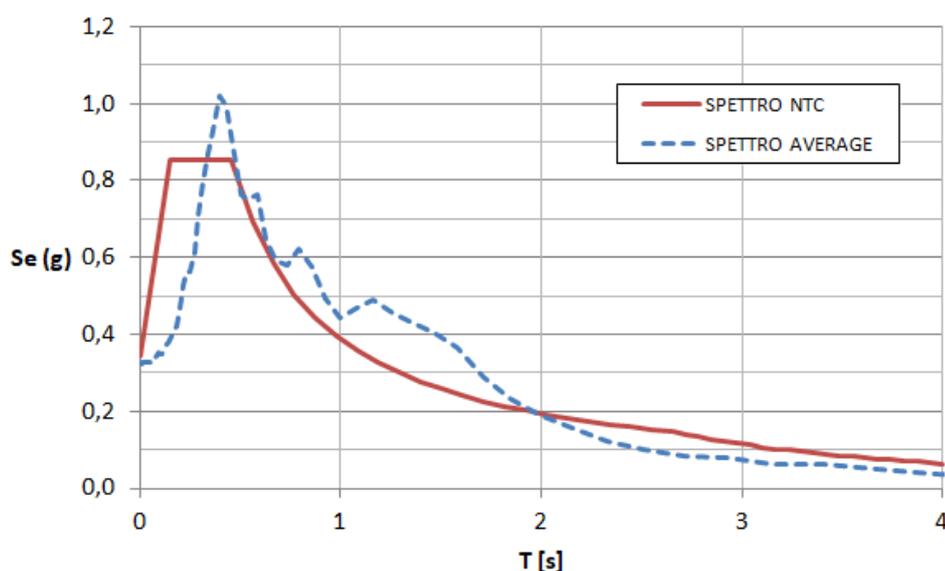


Figura 15. Spettro di risposta (RSL) medio in superficie in termini di accelerazione.

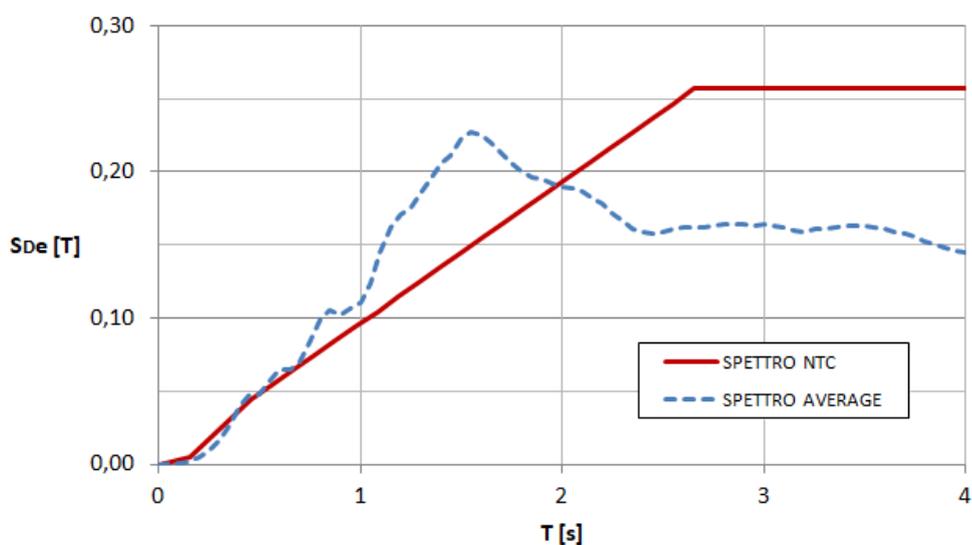


Figura 16. Spettro di risposta (RSL) medio in superficie in termini di spostamento.

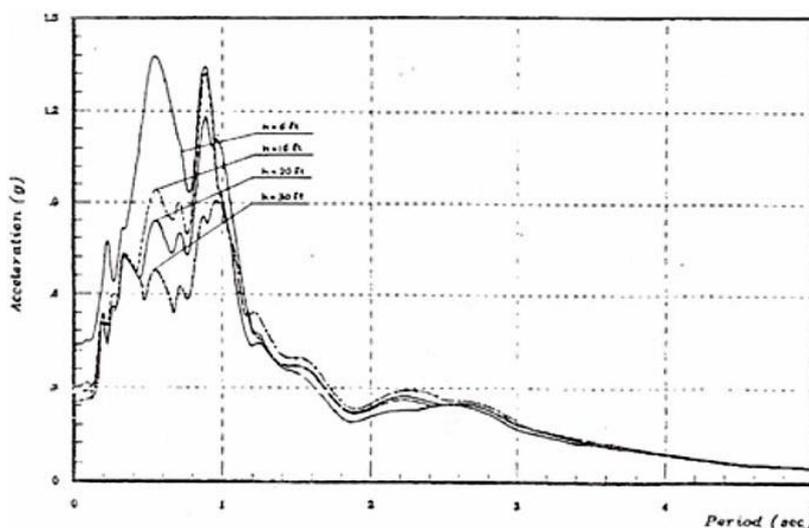


Figura 17. Spettri di risposta calcolati per differenti valori dello spessore dello strato più superficiale (Hosseini, 1995).

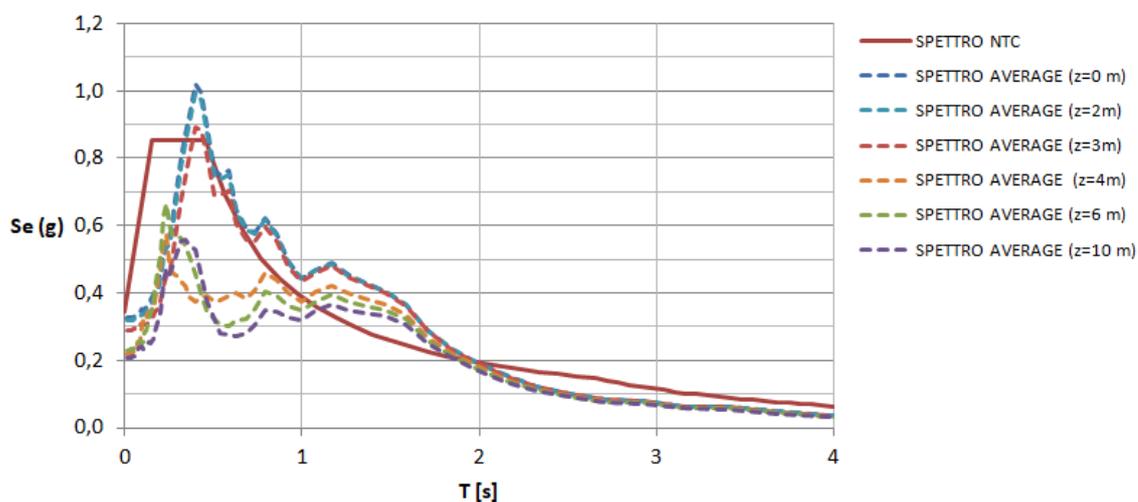


Figura 18. Spettro di risposta (RSL) medio in termini di accelerazione al variare della profondità.



Università di Enna "Kore"  
Facoltà di Ingegneria e Architettura

fornito per profondità maggiori. In sostanza, quello che più si avvicina allo spettro delle NTC (2018) è lo spettro di risposta (RSL) a circa 3,0m di profondità.

In definitiva, l'analisi dei risultati ottenuti conferma che nel caso in esame la risposta sismica in superficie potrebbe essere influenzata dalla presenza dello strato più superficiale di rigidità inferiore a quella degli strati sottostanti.

Enna, aprile 2021.



Il Responsabile Scientifico

prof. ing. Francesco Castelli

|   |   |                             |                     |
|---|---|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b>  | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITA'</b><br>POGGIO RENATICO (FE)  | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO            | Fg. 1 di 27                 | <b>Rev.</b><br>2    |

**ANNESSO 12**

**VERIFICA A LIQUEFAZIONE**

| Rev. | Descrizione                        | Elaborato    |                        | Approvato<br>Autorizzato | Data     |
|------|------------------------------------|--------------|------------------------|--------------------------|----------|
| 2    | Emissione per informazione         | M.Scarapazzi | S.Scandale<br>/P.Russo | V.Forlivesi<br>G.Monti   | 21-07-21 |
| 1    | Emissione per informazione         | M.Scarapazzi | S.Scandale<br>/P.Russo | V.Forlivesi<br>G.Monti   | 14-07-21 |
| 0    | Emissione per informazione interna | M.Scarapazzi | S.Scandale<br>/P.Russo | V.Forlivesi<br>G.Monti   | 12-07-21 |

|   |  |                             |                     |
|---|--|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITA'</b><br>POGGIO RENATICO (FE)   | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 2 di 27                 | <b>Rev.</b><br>2    |

## INDICE

|        |   |    |
|--------|---|----|
| 1.     | INTRODUZIONE  | 3  |
| 2.     | NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO                    | 4  |
| 3.     | INDAGINI GEOGNOSTICHE   | 5  |
| 3.1.   | SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO                                | 6  |
| 3.2.   | PROVE CPT   | 10 |
| 3.3.   | PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO                              | 13 |
| 3.4.   | PROVA MASW  | 13 |
|        | Condizioni Topografiche                                       | 13 |
| 4.     | RESISTENZA ALLA LIQUEFAZIONE                                  | 15 |
| 4.1.   | FATTORI PREDISPONENTI E SCATENANTI                            | 15 |
| 4.2.   | FATTORI CHE ESCLUDONO IL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE          | 17 |
| 4.3.   | SICUREZZA NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE                    | 17 |
| 4.3.1. | <b>Determinazione del CSR (Cyclic Stress Ratio)</b>           | 18 |
| 4.3.2. | <b>Determinazione del CRR (Cyclic Resistance Ratio)</b>       | 18 |
| 4.4.   | VERIFICA A LIQUEFAZIONE NELL'AREA OGGETTO DEL PRESENTE STUDIO | 20 |
| 4.4.1. | <b>Determinazione della magnitudo</b>                         | 20 |
| 4.4.2. | <b>Determinazione del coefficiente di uniformità</b>          | 22 |
| 4.4.3. | <b>Verifica</b>   | 22 |
| 4.4.4. | <b>Calcolo del potenziale di liquefazione</b>                 | 23 |
| 5.     | CONCLUSIONE   | 27 |

|   |  |                             |                     |
|---|--|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITA'</b><br>POGGIO RENATICO (FE)   | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 3 di 27                 | <b>Rev.</b><br>2    |

## 1. INTRODUZIONE

Il presente annesso è stato redatto al fine di verificare la stabilità dei terreni alla liquefazione. Questo è un fenomeno associato a sollecitazioni cicliche e dinamiche che possono generare condizioni non drenate in terreni prevalentemente sabbiosi. Se il terreno risulta suscettibile a liquefazione dovrà essere considerata la stabilità dei manufatti a questo evento e/o la diffusione dell'instabilità in superficie. La seguente relazione è stata redatta in conformità con il §7.11.3.4 delle NTC 2018 e le Delibere regionali in materia sismica della regione Emilia Romagna.

|   |  |                             |                     |
|---|--|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITÀ</b><br>POGGIO RENATICO (FE)  | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 4 di 27                 | <b>Rev.</b><br>2    |

## 2. NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO

La stesura del presente documento ha preso in considerazione la vigente normativa tecnica con le seguenti disposizioni:

- C.S.L.L.P.P. Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7. Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- D.M. Infrastrutture 17 Gennaio 2018 Aggiornamento "Norme tecniche per le costruzioni";
- Associazione Geotecnica Italiana (giugno 1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche;
- DGR 476/2021 e DGR integrativa 564/2021
- DGR 630 29 Aprile 2019;
- DGR 2193 21 Dicembre 2015;
- DAL n.112 2 Maggio 2007.

|   |  |                             |                     |
|---|--|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITA'</b><br>POGGIO RENATICO (FE)   | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 5 di 27                 | <b>Rev.</b><br>2    |

### 3. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Le informazioni necessarie per l'esecuzione della verifica della liquefazione sono state dedotte dalla campagna d'indagine eseguita nel settore orientale della centrale gas di Poggio Renatico, finalizzata alla ricostruzione dell'assetto stratigrafico locale e alla definizione del modello geologico e geotecnico.

Nello specifico, la campagna di indagini è consistita nelle seguenti attività:

- n. 3 sondaggi geognostici a carotaggio continuo;
- n. 2 sondaggi ambientali con tecnica direct push;
- n. 3 prove penetrometriche del tipo CPTU;
- prelievo di campioni ambientali e geotecnici durante le attività di investigazione del sottosuolo;
- installazione di celle di Casagrande nei sondaggi geognostici;
- n. 2 tomografie elettriche 2 D;
- n. 1 MASW;
- n. 2 prove di carico su piastra.

|   |  |                             |                     |
|---|--|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITÀ</b><br>POGGIO RENATICO (FE)  | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 6 di 27                 | <b>Rev.</b><br>2    |

### 3.1. SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO

I sondaggi geognostici a carotaggio continuo hanno permesso di ricostruire l'assetto stratigrafico del sottosuolo nonché l'individuazione di eventuali acquiferi. La perforazione è stata eseguita con prelievo in continuo delle carote di terreno per tutto lo sviluppo verticale del sondaggio. I sondaggi geognostici sono stati ubicati lungo un allineamento disposto in direzione nord-sud dell'impianto al fine di ricostruire la sezione geostratigrafica e l'individuazione della continuità orizzontale degli strati potenzialmente liquefacibili.

#### Sondaggio S1

La stratigrafia emersa è schematizzata in Tabella 1;

| Intervallo (m) | Descrizione litologica  |
|----------------|---|
| 0,00-1,50      | Argilla limosa consistente di colore nocciola   |
| 1,50-6,0       | Argilla debolmente limosa mediamente consistente di colore nocciola passante al grigio  |
| 6,0-8,0        | Argilla limosa di media consistenza con livelli plastici di colore nocciola con venature grigie                                   |
| 8,0-15,8       | Argilla a tratti debolmente limosa mediamente consistente con inclusioni carbonati che di colore nocciola                         |
| 15,8-17,6      | Argilla limosa debolmente sabbiosa da consistente a plastica di colore nocciola con venature grigie                               |
| 17,6-18,8      | Limo sabbioso argilloso di colore grigio-nocciola   |
| 18,8-20,1      | Sabbia media debolmente limosa di colore grigio   |
| 20,1-20,8      | Argilla debolmente limosa consistente di colore grigio chiaro   |
| 20,8-21,3      | Argilla limosa, a tratti sabbiosa consistente di colore grigio chiaro   |
| 21,3-23,5      | Limo argilloso sabbioso consistente, colore grigio passante a nocciola  |
| 23,5-26,1      | Sabbia media debolmente limosa di colore grigio   |
| 26,1-26,7      | Argilla debolmente limosa con inclusioni carbonatiche da consistente a molto consistente di colore grigio chiaro con tratti scuri |
| 26,7-30,5      | Argilla limosa e limo argilloso a media consistenza con livelli poco consistenti alla base dello strato di colore grigio chiaro.  |
| 30,5-32,5      | Limo argilloso sabbioso e a tratti argilla limosa, mediamente consistente di colore nocciola                                      |
| 32,5-35,0      | Sabbia media limoso argillosa, colore da nocciola a grigio chiaro   |

Tabella 1: Stratigrafia emersa dal sondaggio S1

|   |  |                             |                     |
|---|--|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITÀ</b><br>POGGIO RENATICO (FE)  | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 7 di 27                 | <b>Rev.</b><br>2    |

### Sondaggio S2

La stratigrafia emersa è schematizzata in Tabella 2;

| Intervallo (m) | Descrizione litologica   |
|----------------|--|
| 0,0-1,8        | Argilla limosa consistente e molto consistente di colore nocciola  |
| 1,8-3,5        | Argilla debolmente limosa mediamente consistente di colore nocciola con venature grigie  |
| 3,5-7,4        | Argilla limosa organica mediamente consistente con intervalli di torba di colore grigio chiaro e marrone                               |
| 7,4-16,4       | Argilla debolmente limosa con inclusioni carbonatiche da plastica a mediamente consistente di colore nocciola con sfumature grigie     |
| 16,4-17,9      | Argilla limosa debolmente sabbiosa a consistenza da media a buona, colore da nocciola a grigio   |
| 17,9-19,1      | Sabbia media limosa-argillosa di colore grigio chiaro  |
| 19,1-20,0      | Argilla limosa debolmente sabbiosa, mediamente consistente, di colore grigio-chiaro  |
| 20,0-24,0      | Argilla organica da debolmente limosa a consistente con intervallo di torba (20,7-20,8) di colore grigio chiaro                        |
| 24,0-24,5      | Sabbia media limoso argillosa di colore grigio chiaro  |
| 24,5-25,8      | Argilla limosa consistente di colore grigio chiaro   |
| 25,8-31,1      | Argilla a tratti debolmente limosa con frequenti inclusioni carbonatiche di consistenza da media a buona, colore grigio chiaro e scuro |
| 31,1-32,0      | Sabbia media limoso argillosa di colore nocciola   |
| 32,0-34,0      | Sabbia media debolmente limosa di colore nocciola  |
| 34,0-35,0      | Argilla debolmente limosa consistente di colore grigio chiaro e scuro  |

Tabella 2: Stratigrafia emersa dal sondaggio S2

### Sondaggio S3

La stratigrafia emersa è schematizzata in Tabella 3;

| Intervallo (m) | Descrizione litologica  |
|----------------|---|
| 0,0-4,0        | Argilla debolmente limosa consistente e molto consistente di colore nocciola con venature grigie.               |
| 4,0-6,4        | Argilla organica limosa con intervallo di torba poco consistente di colore grigio chiaro con tratti marroni.    |
| 6,4-8,0        | Argilla limosa a buona consistenza con intervallo plastico tra 7,0-7,40 di colore nocciola con venature grigie. |
| 8,0-15,2       | Argilla debolmente limosa con inclusi carbonatiche di media consistenza di colore nocciola con venature grigie. |
| 15,2-16,0      | Limo argilloso debolmente sabbioso, consistente, colore nocciola  |
| 16,0-18,3      | Sabbia limosa argillosa di colore nocciola.   |
| 18,3-18,9      | Limo sabbioso argilloso consistente di colore grigio chiaro   |
| 18,9-20,0      | Argilla debolmente limosa mediamente consistente di colore grigio chiaro  |

Tabella 3: Stratigrafia emersa dal sondaggio S3

In Figura 1 viene proposta la schematizzazione della sezione stratigrafica locale emersa dalla lettura dei logs dei sondaggi geognostici.

|   |   |                             |                     |
|---|---|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITÀ</b><br>POGGIO RENATICO (FE)   | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO                | Fg. 8 di 27                 | <b>Rev.</b><br>2    |

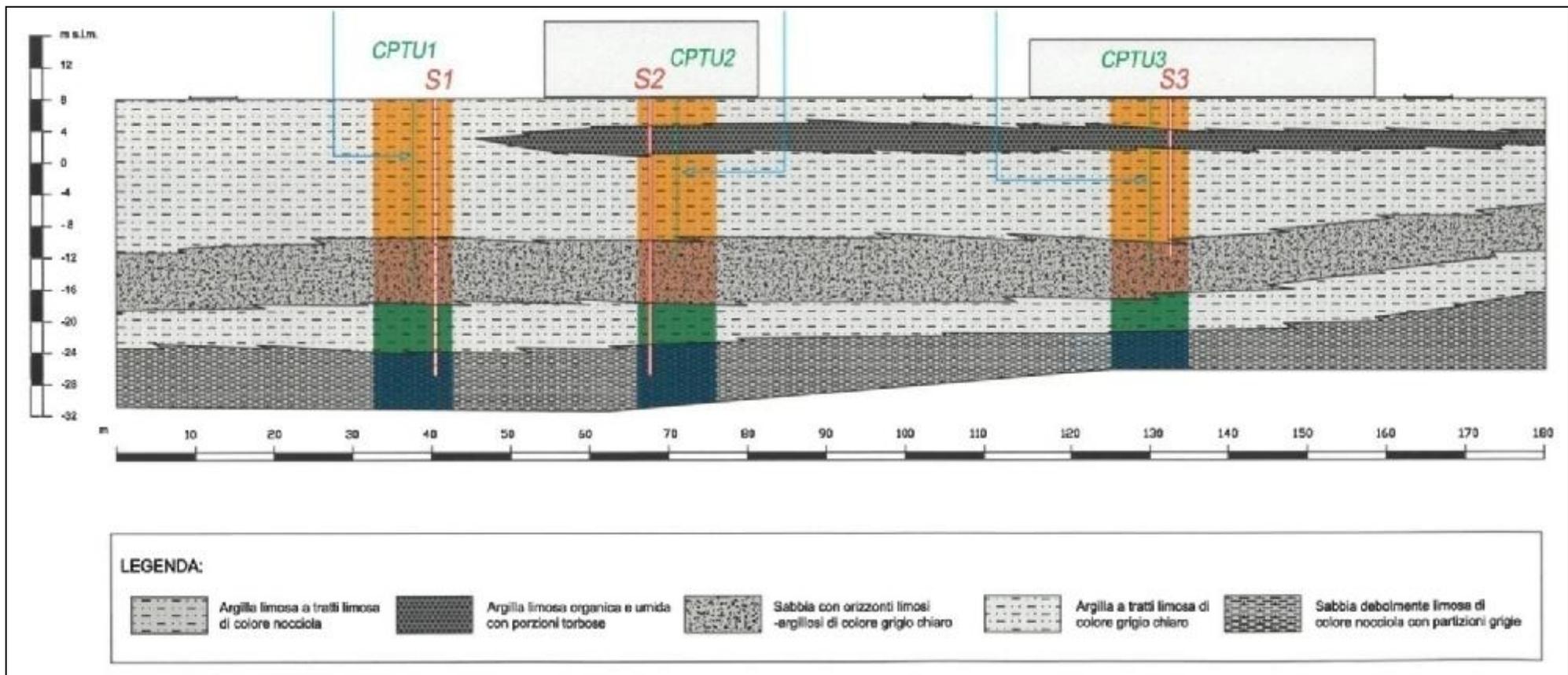


Figura 1: Sezione stratigrafica Centrale Poggio Renatico (*allineamento direzione nord-sud*)

|   |   |                             |                     |
|---|---|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b>  | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITA'</b><br>POGGIO RENATICO (FE)  | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO            | Fg. 9 di 27                 | <b>Rev.</b><br>2    |

La lettura dei logs stratigrafici e penetrometrici permette di ricostruire 4 orizzonti geostratigrafici descritti a partire dal livello più superficiale. In Tabella 4 è riportata la sintesi descrittiva del modello geologico unitamente al range dei parametri fisici e meccanici dei terreni

| ORIZZONTE | SPESSORE (m) | DESCRIZIONE LITOLOGICA   |   |
|-----------|--------------|--|---|
| 1         | 17,00        | Argilla limosa di colore nocciola con venature grigie, con intervalli decimetrici plastici. Presenza nel settore meridionale dell'area investigata, alla profondità di 4,00 m. p.c., di orizzonte lentiforme di argilla organica a tratti torbosa (spessore medio 3,50 m.). Livello falda acquifera – 1,80 m piano campagna. | $\gamma =$ da 19.3 a 20.0 kN/m <sup>3</sup><br>$c' =$ da 12 a 40 kPa<br>$\phi' =$ da 18° a 23°<br>$c_u =$ da 83 a 92 (kPa)  |
| 2         | 8,00         | Sabbia media debolmente limosa di colore grigio con livelli di limo argilloso dello stesso colore.   | $\gamma =$ 17,45-17,48 kN/m <sup>3</sup><br>$c' =$ da 36 kPa (liv. argillosi)<br>a 0,0° kPa (liv. sabbiosi)<br>$\phi' =$ da 21° (livelli argillosi)<br>a 33° (livelli sabbiosi)<br>$c_u =$ 81 kPa (livelli argillosi) |
| 3         | 5,50         | Argilla a tratti limosa di colore grigio chiaro con inclusioni carbonatiche  | $\gamma =$ da 19,02 a 20,20 KN/m <sup>3</sup><br>$c' =$ 36 KPa<br>$\phi' =$ 23°   |
| 4         | --           | Sabbia media, limosa argillosa di colore nocciola a grigio chiaro  | $\gamma =$ 20 KN/m <sup>3</sup><br>$c' =$ 0,0 KPa<br>$\phi' =$ 33°  |

Tabella 4: Modello geologico

Nei tre fori di sondaggio, ultimata la perforazione e prima dell'installazione delle celle di Casagrande, è stato misurato il livello statico della falda. Il valore annotato è solo indicativo in quanto la misura è stata eseguita nel foro di sondaggio a pareti libere e con la presenza dei fluidi di circolazione utilizzati durante la perforazione, senza avere la certezza che il livello acquifero si sia stabilizzato. Nei tre fori ispezionati il valore del livello piezometrico si attesta ad una profondità minore di 3,00 metri dalla bocca foro.

Di seguito si riportano le misure piezometriche eseguite in data 26/03/2021:

S1 – cella di Casagrande a 12m: prof. piezometrica da bocca foro a 1.80 m

S1 – cella di Casagrande a 26m: prof. piezometrica da bocca foro a 1.70 m

S2 – cella di Casagrande a 33m: prof. piezometrica da bocca foro a 2.25 m

S3 – cella di Casagrande a 17m: prof. piezometrica da bocca foro a 2.44 m

|   |  |                             |                     |
|---|--|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITÀ</b><br>POGGIO RENATICO (FE)  | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 10 di 27                | <b>Rev.</b><br>2    |

### 3.2. PROVE CPT

Le prove penetrometriche statiche sono state utilizzate per l'analisi del potenziale di liquefazione. Di seguito (Figura 2, Figura 3, Figura 4) vengono riportati i grafici delle interpretazioni dei valori penetrometrici acquisiti e l'interpretazione stratigrafica scaturita.

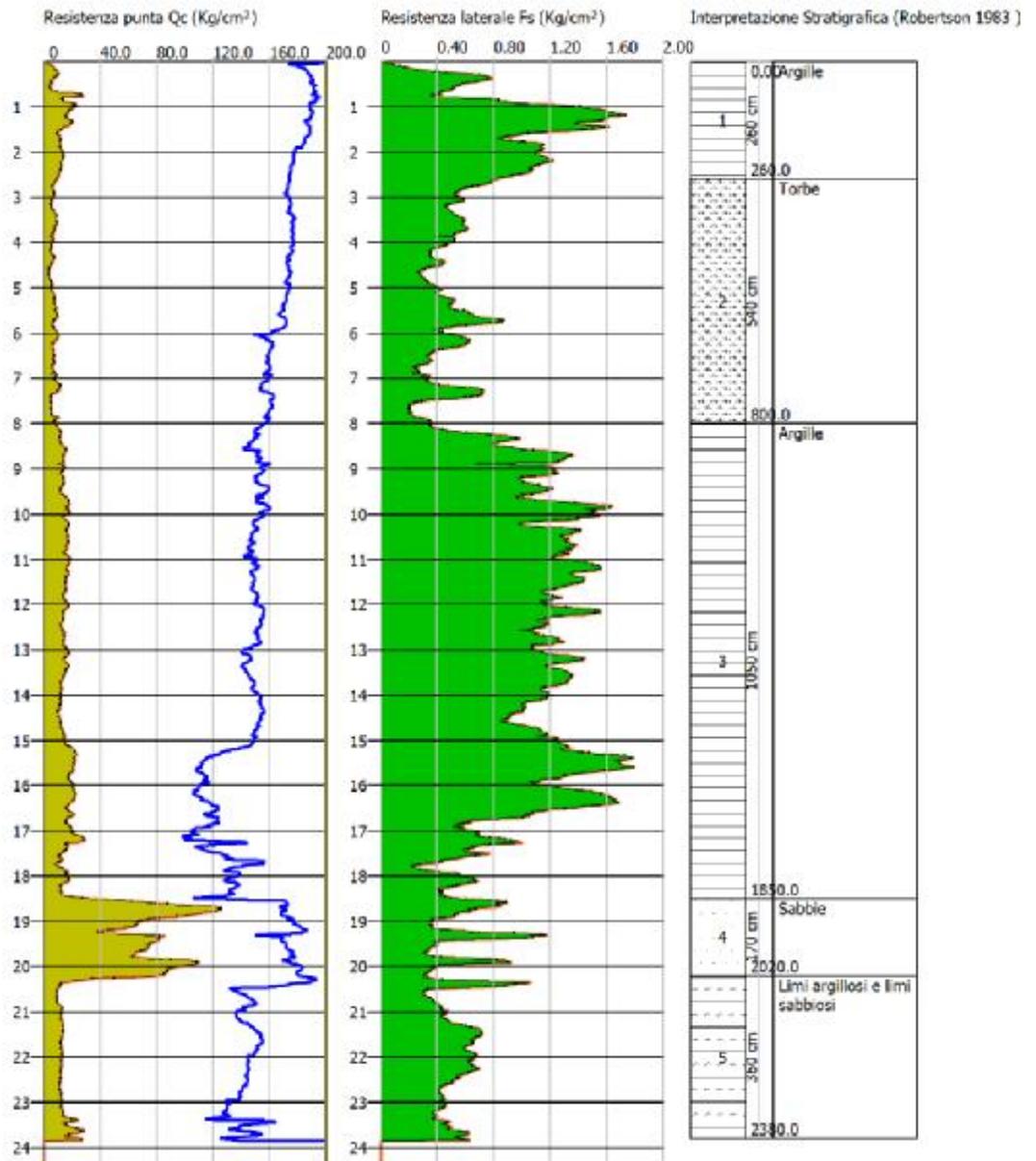


Figura 2: Diagramma CPT 1.

|   |  |                             |                     |
|---|--|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITÀ</b><br>POGGIO RENATICO (FE)  | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 11 di 27                | <b>Rev.</b><br>2    |

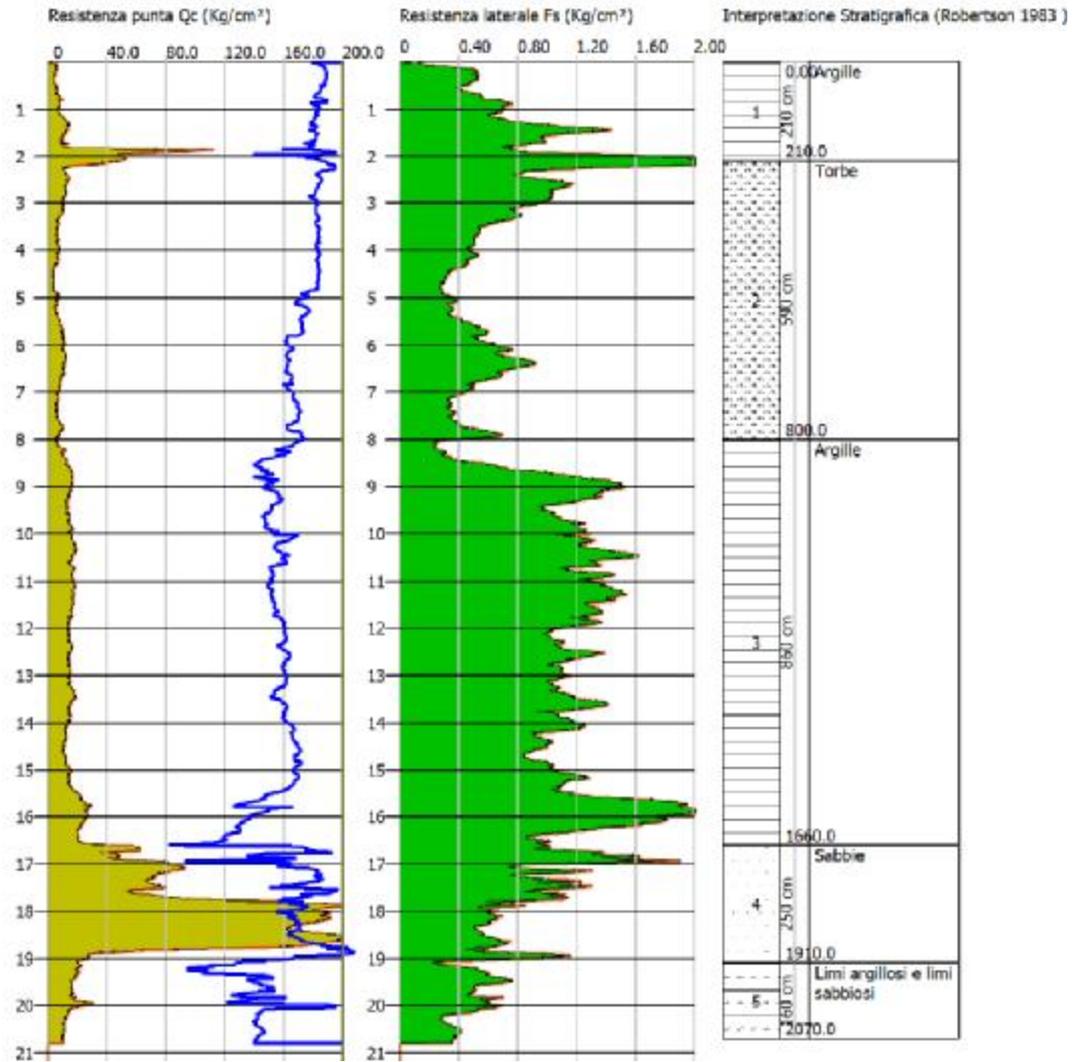


Figura 3: Diagramma CPT 2.

|   |  |                             |                     |
|---|--|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITÀ</b><br>POGGIO RENATICO (FE)  | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 12 di 27                | <b>Rev.</b><br>2    |

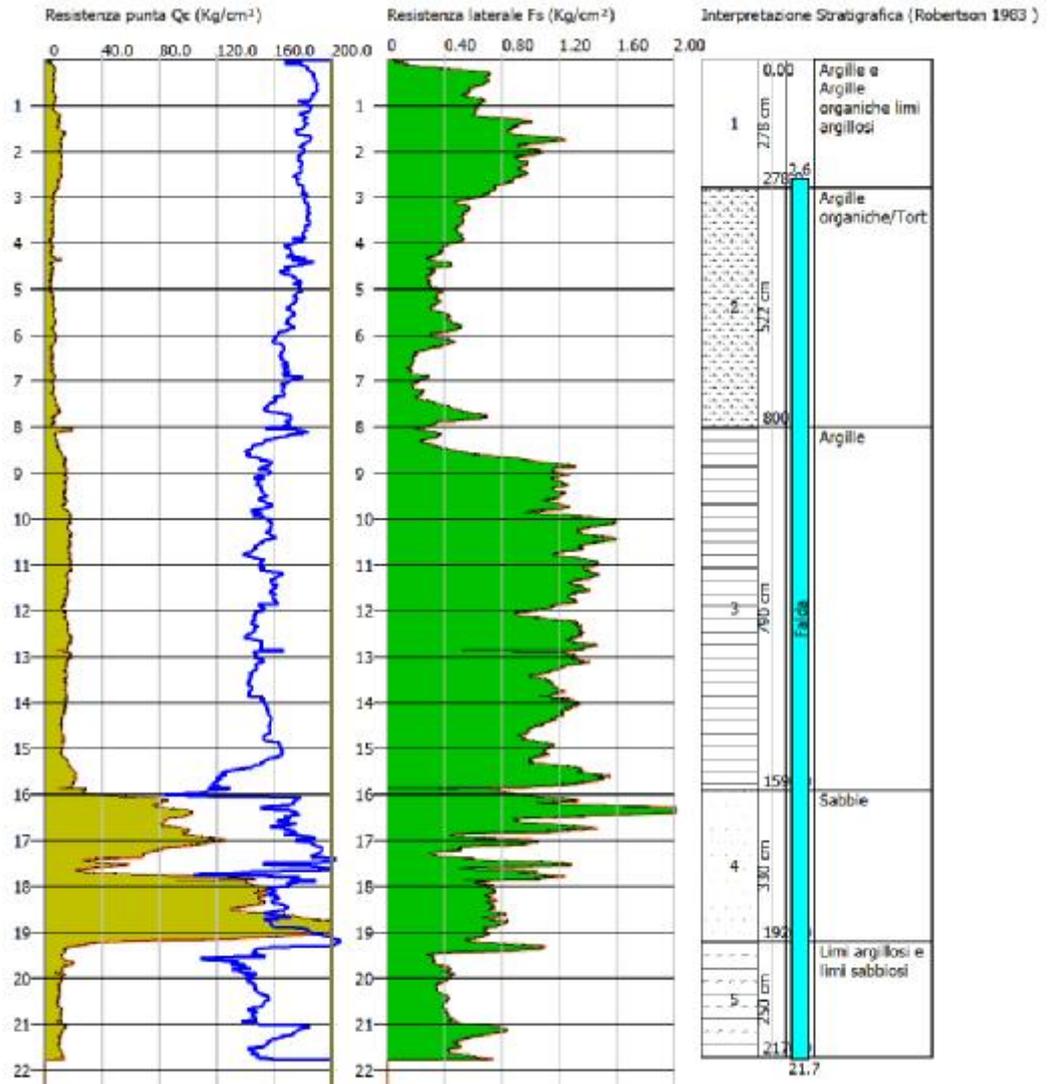


Figura 4: Diagramma CPT 3.

|   |  |                             |                     |
|---|--|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITÀ</b><br>POGGIO RENATICO (FE)  | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 13 di 27                | <b>Rev.</b><br>2    |

### 3.3. PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

Nel corso delle perforazioni sono stati prelevati complessivamente n. 21 campioni di terreno, di cui n. 15 indisturbati (Q1) e n. 6 rimaneggiati (Q4).

Su tali campioni sono state eseguite prove di laboratorio al fine di ricavare le caratteristiche fisiche, granulometriche e di consistenza.

### 3.4. PROVA MASW

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva, che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali  $V_s$ , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di sensori posti sulla superficie del suolo. La determinazione delle  $V_s$  viene ottenuta tramite inversione delle curve di dispersione delle onde di Rayleigh.

Le velocità equivalente delle onde di taglio determinata risulta pari a **192 m/s** a cui corrisponde una categoria di sottosuolo di tipo C (Tabella 5).

La categoria di sottosuolo è un parametro necessario per definire il coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$ .

*Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

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

Tabella 5: Categorie di sottosuolo

### Condizioni Topografiche

|   |  |                             |                     |
|---|--|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITÀ</b><br>POGGIO RENATICO (FE)  | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 14 di 27                | <b>Rev.</b><br>2    |

Nella NTC la condizione topografica di un sito è definita mediante l'attribuzione ad esso di una categoria topografica (Tabella 6).

Le categorie sono definite sulla base delle caratteristiche semplificate della superficie topografica (pendenza media e morfologia) e della posizione del sito (base, sommità, ecc), rispetto a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali (creste o dorsali allungate).

Le NTC assegnano a ciascuna categoria un coefficiente di amplificazione topografica (St) riportato in Tab. 3.2.III delle NTC.

Il coefficiente St unito al coefficiente di amplificazione stratigrafica Ss, permette di calcolare del valore di accelerazione orizzontale massima attesa al suolo (PGA).

| CATEGORIA      | CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA  |
|----------------|---|
| T <sub>1</sub> | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$                        |
| T <sub>2</sub> | Pendii con inclinazione media $> 15^\circ$  |
| T <sub>3</sub> | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T <sub>4</sub> | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $> 30^\circ$                    |

Tabella 6: Categorie topografiche

La superficie topografica del sito in esame si presenta pianeggiante e pertanto si considera una categoria topografica **T1**.

|   |   |                             |                     |
|---|---|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b>  | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITÀ</b><br>POGGIO RENATICO (FE)   | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO            | Fg. 15 di 27                | <b>Rev.</b><br>2    |

#### 4. RESISTENZA ALLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione si produce in depositi saturi di terreno granulare, sotto falda, in seguito al verificarsi di determinati eventi (sisma od altro) che inducono un forte aumento della pressione interstiziale.

L'evento sismico induce nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde verso la superficie, che possono risultare tali da incrementare la pressione interstiziale fino ad uguagliare la pressione di confinamento, costituita, alla profondità dello strato di terreno granulare, dalla pressione esercitata dalla colonna di terreno sovrastante e dagli eventuali sovraccarichi. In tal caso il terreno granulare perde le sue caratteristiche e si comporta come un fluido viscoso.

Un aumento della pressione interstiziale produce una diminuzione della resistenza al taglio, in accordo con la legge di Mohr – Coulomb:

$$\tau = \sigma' \cdot \operatorname{tg} \varphi' = (\sigma - u) \cdot \operatorname{tg} \varphi'$$

dove:

$\tau$  = resistenza al taglio;

$\sigma$  = tensione totale;

$\sigma'$  = tensione efficace;

$u$  = pressione interstiziale.

Durante lo scuotimento sismico (carico dinamico e sismico) si realizzano condizioni non drenate, la pressione interstiziale aumenta di  $\Delta u$  con conseguente diminuzione della resistenza al taglio:

$$\tau = \sigma' \cdot \operatorname{tg} \varphi' = (\sigma - u - \Delta u) \cdot \operatorname{tg} \varphi'$$

dove:

$\Delta u$  = incremento della pressione interstiziale.

La resistenza al taglio si annulla del tutto allorché l'incremento della pressione interstiziale uguaglia la tensione efficace iniziale ( $\Delta u = \sigma'$ ). In tal caso il terreno granulare si comporta come un fluido viscoso.

Tuttavia per innescare il fenomeno della liquefazione è necessario che si verificano, contemporaneamente, diversi fattori distinti in fattori predisponenti e fattori scatenanti.

##### 4.1. FATTORI PREDISPONENTI E SCATENANTI

I fattori predisponenti che influiscono sulla liquefazione sono i seguenti.

- Profondità dello strato granulare  $\leq 20$  m;
- Profondità della falda  $\leq 5$  m dal p.c.;

|   |  |                             |                     |
|---|--|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITÀ</b><br>POGGIO RENATICO (FE)  | <b>ANNESSE 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 16 di 27                | <b>Rev.</b><br>2    |

- Densità relativa  $D_r \leq 60\%$ ;
- Depositi costituite da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata ad una pressione efficace verticale di 100 kPa,  $(N1)60 > 30$  per prove SPT;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate dai fusi granulometrici di riferimento per coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e per coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$  (Figura 5);
- Diametro medio  $0,02 \text{ mm} < D_{50} < 2 \text{ mm}$ ;
- Frazione fini ( $\phi < 0,005 \text{ mm}$ )  $< 15\%$ .

I fattori scatenanti che influiscono sull'incremento della pressione interstiziale  $\Delta u$ . Sono:

- Magnitudo  $> 5,5$
- PGA  $> 0,15 \text{ g}$
- Durata  $15 \div 20 \text{ s}$

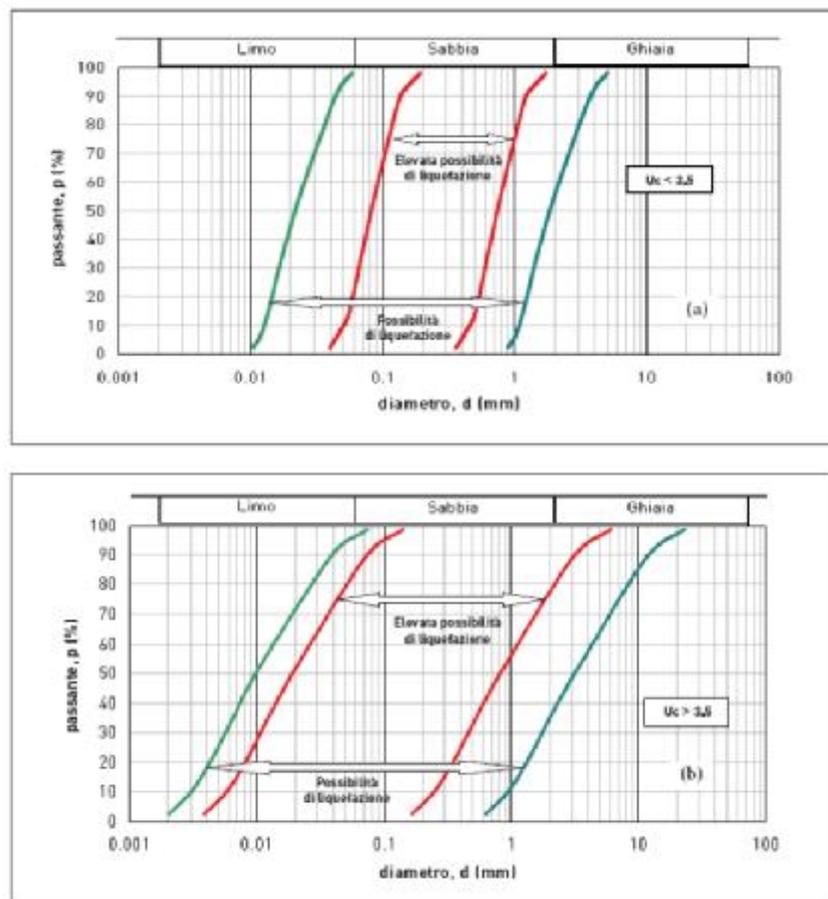


Figura 5: Fusi granulometrici di riferimento

|   |  |                             |                     |
|---|--|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITÀ</b><br>POGGIO RENATICO (FE)  | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 17 di 27                | <b>Rev.</b><br>2    |

#### 4.2. FATTORI CHE ESCLUDONO IL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE

Le NTC fissano i casi in cui è possibile omettere le verifiche a liquefazione, in particolare è sufficiente che si verifichi almeno una delle condizioni elencate nel § 7.11.3.4.2 delle NTC 18 affinché si possa omettere l'esecuzione di tale verifica.

- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $qc1N > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc1N$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$  come riportato nella Figura 5.

Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.

#### 4.3. SICUREZZA NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

La sicurezza nei confronti della liquefazione può essere valutata con procedure di analisi avanzate mediante prove di laboratorio che analizzano il comportamento del terreno in campo dinamico o con metodologie semplificate di carattere semi empiriche. Nelle prime si esegue uno studio del comportamento meccaniche delle terre in condizioni sismiche, mentre nelle seconde la resistenza che un deposito sabbioso saturo oppone alla liquefazione è valutato dal rapporto tra la resistenza tangenziale del terreno (CRR) e la tensione tangenziale ciclica (CSR) prodotta da un sisma. Il coefficiente  $F_s$  definisce la propensione del terreno sabbioso a subire fenomeni di liquefazione. Il CSR (Cyclic Stress Ratio) è stimato sulla base di considerazioni teoriche ed empiriche, dalle caratteristiche del terremoto, dalla magnitudo e accelerazione di picco in superficie (Seed & Idris, 1971).

$$F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

|   |   |                             |                     |
|---|---|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b>  | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITÀ</b><br>POGGIO RENATICO (FE)   | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO            | Fg. 18 di 27                | <b>Rev.</b><br>2    |

#### 4.3.1. Determinazione del CSR (Cyclic Stress Ratio)

La resistenza alla liquefazione CSR per terremoti di magnitudo pari a 7,5 si valuta con l'espressione proposta da Seed e Idriss:

$$CSR_{7,5} = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$

dove

$\tau_{av}$  = valore medio definito come  $\tau_{max}$ ;

$a_{max}$  = accelerazione massima in superficie (cm/s<sup>2</sup>)

g = accelerazione di gravità (980 cm/s<sup>2</sup>)

$\sigma_{v0}$  = tensione litostatica verticale totale (kg/cm<sup>2</sup>)

$\sigma'_{v0}$  = tensione litostatica verticale efficace (kg/cm<sup>2</sup>)

$r_d$  = coefficiente di riduzione delle tensioni

dove  $r_d$  è uguale a:

$$r_d = 1 - 0.00765 \cdot z \quad \text{per } z \leq 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z \quad \text{per } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m}$$

dove z è uguale alla profondità espressa in metri dal p.c. allo strato considerato.

#### 4.3.2. Determinazione del CRR (Cyclic Resistance Ratio)

Per la determinazione della resistenza alla liquefazione CRR si utilizzano i dati acquisiti dalle prove SPT eseguite nel corso della terebrazione dei sondaggi.

Per tale valutazione va corretto il valore  $N_{spt}$  che va normalizzato ad una pressione litostatica di 100 kPa e per un'energia efficace di battuta del 60% della resistenza alla liquefazione di un terreno sabbioso.

Il valore  $N_{spt}$  va corretto utilizzando la seguente espressione:

$$(N1)_{60} = N_{spt} \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$$

|   |   |                             |                     |
|---|---|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b>  | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITA'</b><br>POGGIO RENATICO (FE)  | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO            | Fg. 19 di 27                | <b>Rev.</b><br>2    |

I coefficienti  $C_N$ ,  $C_E$ ,  $C_B$ ,  $C_R$ ,  $C_S$  sono dipendenti dalla tipologia di perforazione, dalle dimensioni del foro, e dalle caratteristiche dell'attrezzatura utilizzata.

|   |  |                             |                     |
|---|--|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITÀ</b><br>POGGIO RENATICO (FE)  | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 20 di 27                | <b>Rev.</b><br>2    |

#### 4.4. VERIFICA A LIQUEFAZIONE NELL'AREA OGGETTO DEL PRESENTE STUDIO

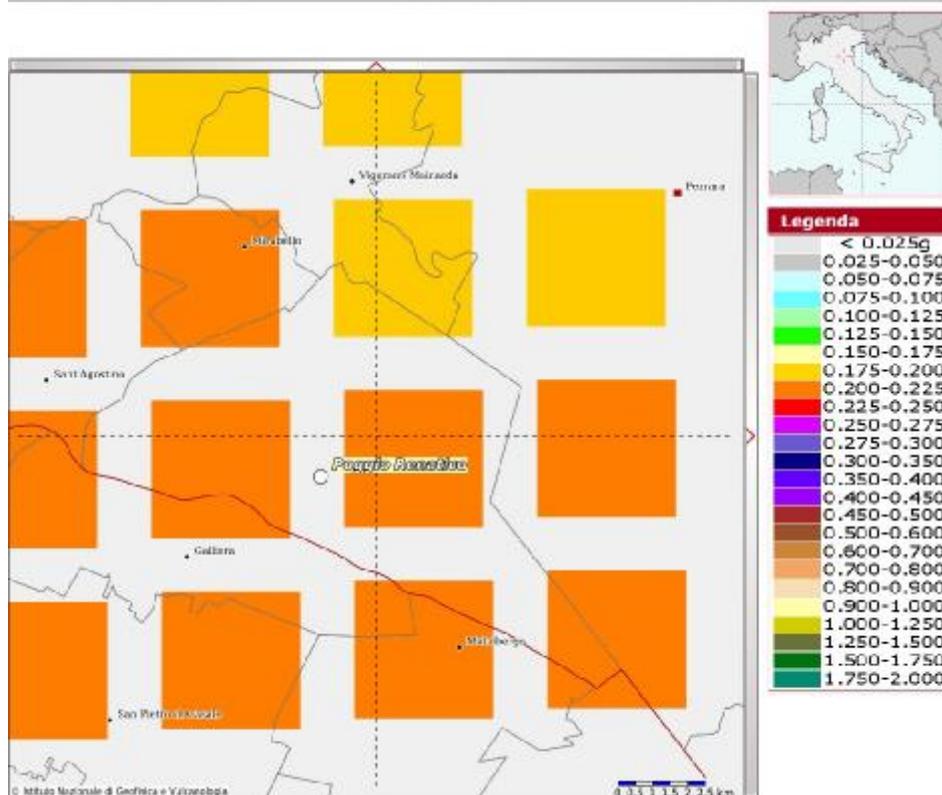
I tre sondaggi eseguiti nell'area hanno individuato un orizzonte di sabbia media debolmente limosa o limosa argillosa. Il livello massimo della falda, durante il monitoraggio è risultato a 1.80 m dal p.c. per cui l'orizzonte sabbioso è saturo.

##### 4.4.1. Determinazione della magnitudo

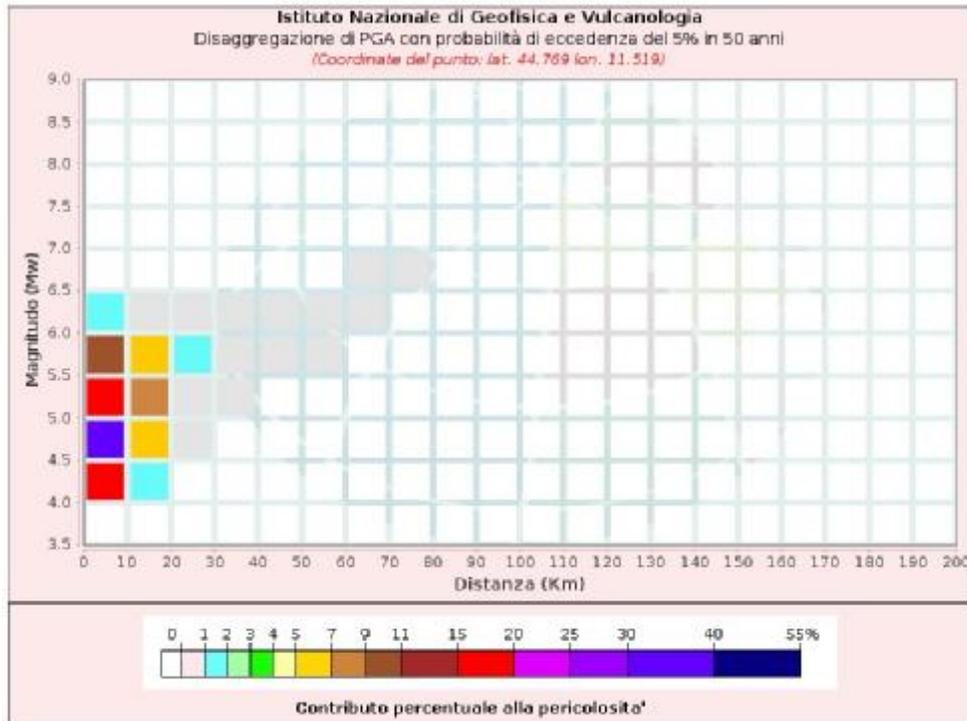
Per la valutazione della possibilità di occorrenza della liquefazione bisogna valutare la Magnitudo del sisma atteso. A tale riguardo sia le Norme tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) che il DGR Emilia e Romagna n. 21 93/ 2015 indicano una MAGNITUDO > 5.5 per verificare la possibilità di liquefazione di un deposito sabbioso.

La magnitudo attesa secondo i dati di disaggregazione sismica allo stato limite SLC sono riportati in Figura 6.

#### Modello di pericolosità sismica MPS04-S1



|   |  |                             |                     |
|---|--|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITÀ</b><br>POGGIO RENATICO (FE)  | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 21 di 27                | <b>Rev.</b><br>2    |



Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 5% in 50 anni  
 (Coordinate del punto: lat. 44.769 lon. 11.519)

| Distanza (Km) | Magnitudo (Mw) |         |         |         |         |         |         |         |         |         |         |
|---------------|----------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
|               | 3.5-4.0        | 4.0-4.5 | 4.5-5.0 | 5.0-5.5 | 5.5-6.0 | 6.0-6.5 | 6.5-7.0 | 7.0-7.5 | 7.5-8.0 | 8.0-8.5 | 8.5-9.0 |
| 0-10          | 0.0000         | 15.5000 | 30.3000 | 18.3000 | 9.4300  | 1.1500  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 10-20         | 0.0000         | 1.8300  | 6.3300  | 7.0000  | 5.8700  | 0.9490  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 20-30         | 0.0000         | 0.0000  | 0.2020  | 0.9310  | 1.3900  | 0.2890  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 30-40         | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0452  | 0.2900  | 0.0731  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 40-50         | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0294  | 0.0168  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 50-60         | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0005  | 0.0018  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 60-70         | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0001  | 0.0002  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 70-80         | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0001  | 0.0003  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 80-90         | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 90-100        | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 100-110       | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 110-120       | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 120-130       | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 130-140       | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 140-150       | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 150-160       | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 160-170       | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 170-180       | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 180-190       | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 190-200       | 0.0000         | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |

Figura 6: Dati di disaggregazione.

La massima magnitudo attesa in sito è pari a 6.5, con distanza di 10 km.

L'accelerazione massima attesa è pari a 0.363 g.

|   |  |                             |                     |
|---|--|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITÀ</b><br>POGGIO RENATICO (FE)  | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 22 di 27                | <b>Rev.</b><br>2    |

#### 4.4.2. Determinazione del coefficiente di uniformità

La falda è stata misurata ad una profondità media di 1.80 m dal piano campagna.

Dalle prove di laboratorio eseguite negli strati suscettibilmente liquefacibili, risultano le seguenti distribuzioni granulometriche (Tabella 7):

| Campione | Profondità (m) | Granulometria (G-S-L-A) |       |       |       | Coefficiente di uniformità |
|----------|----------------|-------------------------|-------|-------|-------|----------------------------|
|          |                | G                       | S     | L     | A     |                            |
| S1 SH5   | 18.00-18.70    | 0.10                    | 95.41 | 0     | 0     | 2                          |
| S1 CR    | 23-23.50       | 0.00                    | 96.58 | 0     | 0     | 2.35                       |
| S2 CR1   | 18.50-19.00    | 0.00                    | 87.05 | 0     | 0     | 10                         |
| S2 CR2   | 24.00-24.50    | 0.00                    | 60.50 | 26.20 | 13.30 | 187.5                      |
| S3 CR2   | 16.00-16.70    | 0.00                    | 84.16 | 0     | 0     | 10                         |

Tabella 7: Curve granulometriche.

#### 4.4.3. Verifica

Il calcolo del potenziale di liquefazione è stato effettuato con il metodo Robertson e Wride che prevede l'interpretazione delle prove penetrometriche CPT.

$$I_c = \left[ (3.47 - \log_{10} Q)^2 + (\log_{10} R_f + 1.22)^2 \right]^{0.5}$$

$$Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{P_a} \cdot \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

$$R_f = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \cdot 100$$

Dove:

$q_c$  è la resistenza alla punta misurata;

$P_a$  è la tensione di riferimento (1 atmosfera) nelle stesse unità di  $\sigma'_{v0}$ ;

$f_s$  è l'attrito del manicotto;

$n$  è un'esponente che dipende dal tipo di suolo.

Inizialmente si assume  $n = 1$ , come per un suolo argilloso e si procede al calcolo di  $I_c$ . Per  $I_c > 2,6$  il suolo è di tipo argilloso e l'analisi si ferma, non essendo essoliquefacibile. Se  $I_c \leq 2,6$ , vuol dire che l'ipotesi assunta è errata e  $I_c$  deve essere ricalcolato nuovamente con la seguente formula:

$$Q = \frac{q_c}{P_a} \cdot \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

|   |  |                             |                     |
|---|--|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITÀ</b><br>POGGIO RENATICO (FE)  | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 23 di 27                | <b>Rev.</b><br>2    |

Si presume che il terreno sia granulare e si assume  $n = 0,5$ . Se è ancora  $I_c \leq 2,6$ , significa che l'ipotesi è giusta e il suolo è probabilmente non plastico e granulare. Se invece  $I_c > 2,6$ , vuol dire che l'ipotesi è di nuovo errata e il suolo è probabilmente limoso.  $I_c$  deve essere nuovamente ricalcolato ponendo  $n = 0,75$ . Calcolato  $I_c$ , si procede con la correzione della resistenza alla punta misurata  $q_c$  mediante la seguente espressione:

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{P_\alpha} \cdot \left( \frac{P_\alpha}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

dove  $n$  è lo stesso del calcolo di  $I_c$ .

#### 4.4.4. Calcolo del potenziale di liquefazione

Il calcolo del potenziale di liquefazione è stato effettuato su tutto lo strato di sabbie individuato dalle penetrometrie all'interno dei 20 m dal piano campagna, al fine di studiare un andamento medio del coefficiente di sicurezza alla liquefazione. Per semplificazione si riportano i valori dei coefficienti di sicurezza ottenuti dai profili coefficienti per le sole sabbie, non essendo le altre tipologie di terreno liquefacibili (Tabella 8).

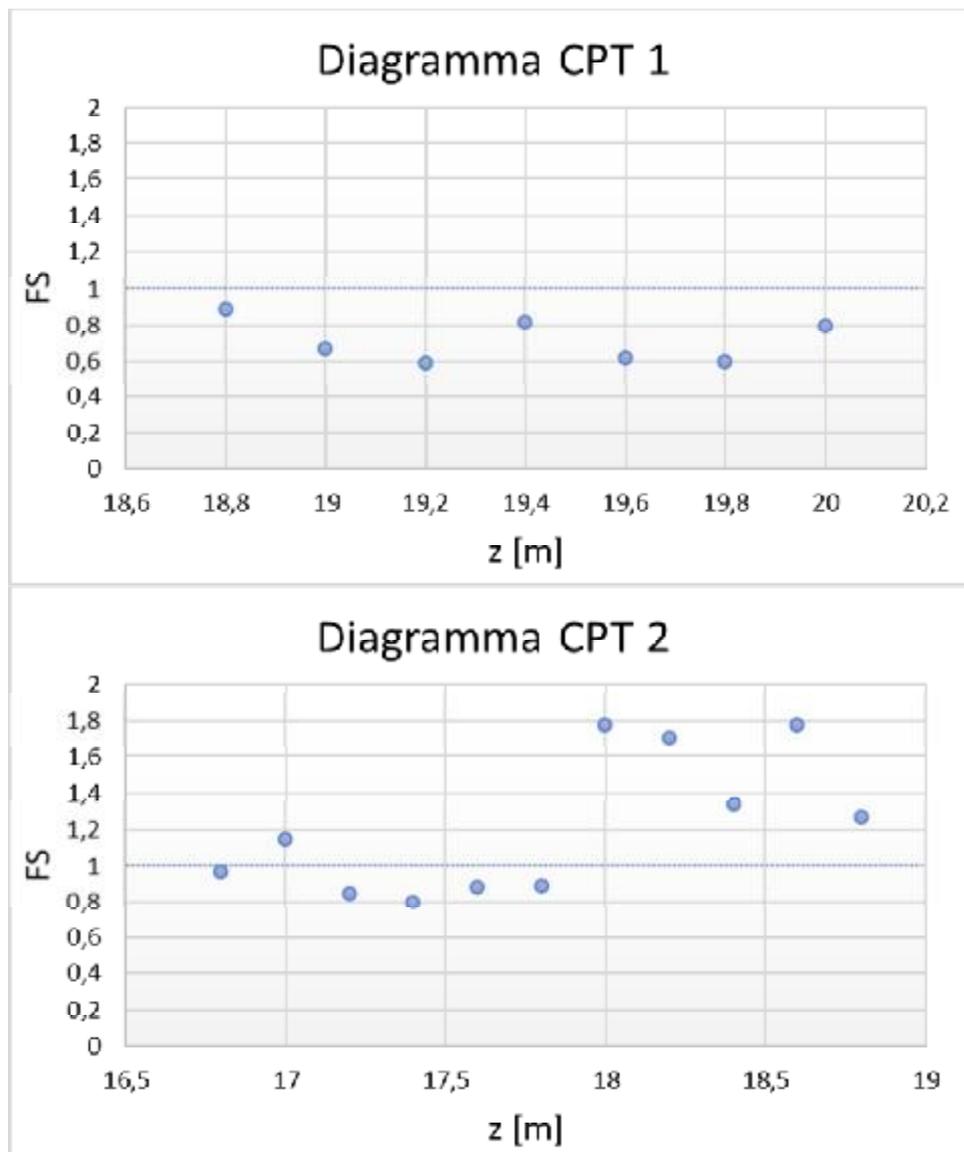
| CPTU 1         |      | CPTU 2         |      | CPTU 3         |      |
|----------------|------|----------------|------|----------------|------|
| Profondità (m) | Fs   | Profondità (m) | Fs   | Profondità (m) | Fs   |
| 18,80          | 0,89 | 16,80          | 0,97 | 16,20          | 0,91 |
| 19,00          | 0,67 | 17,00          | 1,15 | 16,40          | 1,46 |
| 19,20          | 0,59 | 17,20          | 0,85 | 16,60          | 0,93 |
| 19,40          | 0,82 | 17,40          | 0,80 | 16,80          | 0,98 |
| 19,60          | 0,62 | 17,60          | 0,88 | 17,00          | 0,83 |
| 19,80          | 0,60 | 17,80          | 0,89 | 17,20          | 0,77 |
| 20,00          | 0,80 | 18,00          | 1,78 | 17,40          | 0,57 |
|                |      | 18,20          | 1,71 | 17,80          | 0,86 |
|                |      | 18,40          | 1,34 | 18,00          | 1,08 |
|                |      | 18,60          | 1,78 | 18,20          | 1,18 |
|                |      | 18,80          | 1,27 | 18,40          | 1,16 |
|                |      |                |      | 18,60          | 1,09 |
|                |      |                |      | 18,80          | 1,74 |
|                |      |                |      | 19,00          | 2,37 |
|                |      |                |      | 19,20          | 0,36 |

Tabella 8: Distribuzione dei coefficienti di sicurezza lungo le verticali d'indagine.

In Figura 7 si evidenzia la distribuzione degli Fs in profondità all'interno dello strato sabbioso per ciascuna delle verticali indagate. In riferimento alla CPT 3, lo strato a quota 17.6 ha manifestato

|   |  |                             |                     |
|---|--|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITÀ</b><br>POGGIO RENATICO (FE)  | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 24 di 27                | <b>Rev.</b><br>2    |

valori penetrometrici associati ad una lente di natura coerente e pertanto non può essere presa in considerazione nell'analisi del Fs.



|   |  |                             |                     |
|---|--|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITÀ</b><br>POGGIO RENATICO (FE)  | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 25 di 27                | <b>Rev.</b><br>2    |

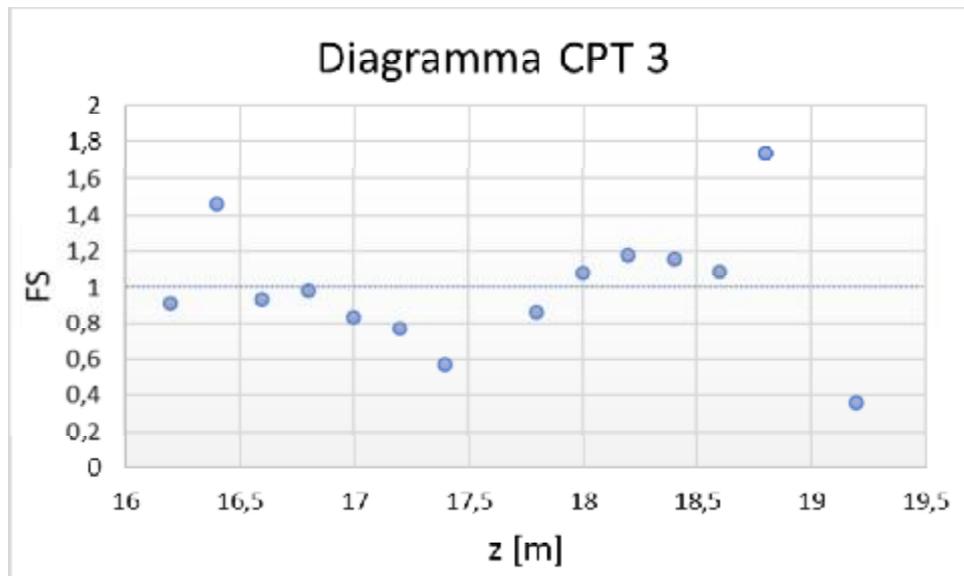


Figura 7: Andamento di Fs con la profondità

Come si evince dai coefficienti di FS circa il 70 % dei valori è intorno o al disotto dell'unità.

Nell'Allegato A3 del 2021, aggiornamento del DGR 2193\_2015, si definisce il calcolo del potenziale di liquefazione ( $I_L$  o  $IP_L$ ) definito come:

$$IP_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

in cui:

$$w(z) = \frac{200}{z_{crit}} \cdot \left(1 - \frac{z}{z_{crit}}\right)$$

$z_{crit}$  è la profondità critica, ovvero la profondità massima entro la quale può verificarsi la liquefazione, che di norma si assuma pari a 20 m.

La variabile  $F(z)$  vale (Sonmez, 2003):

$$F(z) = \begin{cases} 0.0 & \text{per } Fs_L > 1.2 \\ 2 \cdot 10^6 e^{-18,427 \cdot Fs_L} & \text{per } 0.95 < Fs_L \leq 1.2 \\ 1 - Fs_L & \text{per } Fs_L \leq 0.95 \end{cases}$$

Nella Tabella 9 si riportano le classi di pericolosità.

|   |  |                             |                     |
|---|--|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITÀ</b><br>POGGIO RENATICO (FE)  | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 26 di 27                | <b>Rev.</b><br>2    |

| PERICOLOSITÀ DI LIQUEFAZIONE |                         |
|------------------------------|-------------------------|
| VALORE                       | RISCHIO DI LIQUEFAZIONE |
| $IP_L = 0$                   | Non liquefacibile       |
| $0 < IP_L \leq 2$            | Bassa                   |
| $2 < IP_L \leq 5$            | Moderata                |
| $5 < IP_L \leq 15$           | Alta                    |
| $IP_L > 15$                  | Molto alta              |

Tabella 9 Classi di pericolosità

L'indice del potenziale di liquefazione calcolato per ogni verticale ha dato le seguenti classi:

|                                  | CPT 1          | CPT 2          | CPT 3          |
|----------------------------------|----------------|----------------|----------------|
| $IP_L$                           | 0.113          | 0.158          | 0.378          |
| Classe di pericolosità           | $0 < IP_L < 2$ | $0 < IP_L < 2$ | $0 < IP_L < 2$ |
| Suscettibilità alla liquefazione | Bassa          | Bassa          | Bassa          |

Tabella 10: Distribuzione delle classi di pericolosità.

|   |  |                             |                     |
|---|--|-----------------------------|---------------------|
|  | <b>PROGETTISTA</b><br> | <b>COMMESSA</b><br>NC/22011 | <b>UNITÀ</b><br>210 |
|   | <b>LOCALITA'</b><br>POGGIO RENATICO (FE)   | <b>ANNESSO 12</b>           |                     |
|   | <b>PROGETTO / IMPIANTO</b><br>ADEGUAMENTO CENTRALE DI COMPRESSIONE<br>DI POGGIO RENATICO               | Fg. 27 di 27                | <b>Rev.</b><br>2    |

## 5. CONCLUSIONE

In conclusione, per la verifica si sono considerate le tre prove CPT effettuate per il sito in esame, in particolare gli strati a grana grossa suscettibili a liquefazione e sono stati ricavati i valori di  $F_{sL}$  con la profondità. Lo spessore assunto per il calcolo è pari a 20 m perché, in letteratura, raramente sono stati riportati effetti in superficie associabili a fenomeni di liquefazione avvenuti a profondità maggiori.

In generale i valori di  $F_{sL}$  non risultano sempre maggiori dell'unità mentre, il calcolo del potenziale di liquefazione, indica una pericolosità alla liquefazione bassa.

Si ricorda che l'indice di pericolosità del terreno viene calcolato proporzionalmente a diversi fattori come spessore dello strato liquefacibile, vicinanza dello strato liquefacibile alla superficie e il fattore di sicurezza minore di 1. In particolare le classi di pericolosità derivano da considerazioni empiriche che legano gli eventi dinamici di una certa entità con gli effetti in superficie dei fenomeni di liquefazione. Per questo motivo la grandezza  $w(z)$ , rappresenta il "peso" della funzione  $F(z)$  che si riduce con la profondità fino ad annullarsi a 20 m dal piano campagna. L'indice  $IP_L$  è calcolato con riferimento ad una verticale di prova e gli effetti bi- e tri-dimensionali sono trascurati. Tale semplificazione può condurre talora a stime errate, in particolare se la liquefazione in un sito è limitata a lenti isolate, la liquefazione in superficie può non manifestarsi anche per valori significativi di  $IP_L$  e, viceversa, uno strato liquefatto sottile, profondo, molto diffuso ed esteso può determinare rottura del terreno e "lateral spreading" anche per bassi valori di  $IP_L$ . La variabilità ed eterogeneità naturale delle condizioni stratigrafiche e geotecniche può spiegare la non sempre buona correlazione tra i valori dell'indice  $IP_L$  e le evidenze di liquefazione.

Al contrario, in riferimento alle NTC 2018, i valori di  $F_s$  derivano da un metodo semplificato che prende in considerazione lo stato tensionale in sito dello strato liquefacibile e la sua caratterizzazione geomeccanica delle resistenze.

Pertanto, anche se non sono possibili manifestazioni del fenomeno in superficie, si suggerisce l'utilizzo di fondazioni profonde e di valutare i possibili effetti di liquefazione negli strati sabbiosi attraversati ovvero la riduzione di resistenza nei suddetti strati.