

COMUNE DI CARPI

PROVINCIA DI MODENA

RELAZIONE GEOLOGICA

inerente alla caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1 NTC 2018);

RELAZIONE GEOTECNICA

Relativa alle indagini, alla caratterizzazione e alla modellazione geotecnica a supporto della progettazione strutturale (6.2.2. NTC 2018) nonché relativa alla verifica delle opere di fondazione (6.4.NTC 2018);

ANALISI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

Relativa alla caratterizzazione geofisica del volume significativo di terreno (3.2.2 NTC 2018), valutazione dell'azione sismica di riferimento (3.2.3. NTC 2018), Risposta sismica locale e verifica della stabilità nei confronti della liquefazione (7.11.3. NTC 2018).



OGGETTO

Caratterizzazione geologica geotecnica e sismica inerente alla realizzazione del nuovo sovrappasso ciclo-pedonale sulla Strada Provinciale 13ter, per il progetto del futuro Parco di Santa Croce, nel Comune di Carpi (MO).

Rif. n. 773/2020

Dicembre 2020



Dott. Geol. Pier Luigi Dallari



GEO GROUP s.r.l.
UFFICI: via Per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo R. (MO)
SEDE LEGALE: via C. Costa, 182 – 41123 Modena (MO)
tel. 059/3967169; 059/828367 - p. Iva e C.F. 02981500362
Email: info@geogroupmodena.it Pec: geo_group@winpec.it Sito:
www.geogroupmodena.it



RELAZIONE TECNICA

RELAZIONE GEOLOGICA

inerente alla caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1 NTC 2018)

RELAZIONE GEOTECNICA

Relativa alle indagini, alla caratterizzazione e alla modellazione geotecnica a supporto della progettazione strutturale (6.2.2. NTC 2018) nonché relativa alla verifica delle opere di fondazione (6.4.NTC 2018)

ANALISI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

Relativa alla caratterizzazione geofisica del volume significativo di terreno (3.2.2 NTC 2018), valutazione dell'azione sismica di riferimento (3.2.3. NTC 2018), Risposta sismica locale e verifica della stabilità nei confronti della liquefazione (7.11.3. NTC 2018)

OGGETTO

Caratterizzazione geologica geotecnica e sismica inerente alla realizzazione del nuovo sovrappasso ciclo-pedonale sulla Strada Provinciale 13ter, per il progetto del futuro Parco di Santa Croce, nel Comune di Carpi (MO).

COMMITTENTE

FONDAZIONE CASSA DI RISPARMIO DI CARPI

Rif. n. 773/2020



UFFICI: via Per Modena, 12 - 41051 Castelnuovo R. (MO)
SEDE LEGALE: via C. Costa, 182 - 41123 Modena (MO)
tel. 059/3967169; 059/828367 - p. Iva e C.F.02981500362

Email: info@geogroupmodena.it Pec: geo.group@winpec.it Sito: www.geogroupmodena.it



Pag. 1

INDICE DEL CONTENUTO

1	PREMESSE.....	4
2	INQUADRAMENTO GENERALE.....	6
2.1	Inquadramento geografico.....	6
2.2	Elementi geologici e geomorfologici	7
2.3	Inquadramento sismico.....	8
3	INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	9
3.1	Indagini Geotecniche	9
3.1.1	Prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono CPTE/U.....	9
3.1.2	Prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT.....	12
3.2	Indagini Geofisiche	13
3.2.1	Indagine sismica passiva a stazione singola (analisi HVSR)	13
3.2.2	Indagine sismica attiva con metodo MASW	13
4	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO.....	15
4.1	Pericolosità sismica di base.....	15
4.2	Categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 NTC2018).....	17
4.3	Azione sismica e risposta sismica del sito – Approccio semplificato	18
4.4	Azione sismica e risposta sismica del sito – Analisi di risposta sismica locale.....	19
5	MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DEL SITO	27
5.1	Modello geotecnico del sottosuolo.....	27
5.2	Tipologia di fondazioni e calcolo della capacità portante	27
5.2.1	Verifica nei confronti degli SLU (6.4 NTC 2018)	27
5.2.2	Verifica dei cedimenti	29
5.2.3	Modulo di sottofondo	29
5.3	Stabilità nei confronti della liquefazione (§ A2.2. DGR 630/2019).....	29
6	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	32

TAVOLE

Tav. n. 1: "Carta Topografica"

scala 1: 5.000;

Tav. n. 2: "Ripresa Satellitare"

scala 1: 5.000;

Tav. n. 3: "Ubicazione indagini"

scala 1: 5.000.

ALLEGATI

ALL. n. 1 Prove penetrometriche statiche CPTU;

ALL. n. 2 Prove penetrometriche statiche CPT;

ALL. n. 3 Verifiche geotecniche;

ALL. n. 4 Indagini sismiche;

ALL. n. 5 Verifica alla liquefazione.

1 PREMESSE

Nel mese di dicembre 2020 è stato eseguito il presente studio geologico, geotecnico e sismico inerente alla realizzazione del nuovo sovrappasso ciclo-pedonale sulla Strada Provinciale 13ter (Fig.1.2), per il progetto del futuro Parco di Santa Croce (Fig.1.3), nel Comune di Carpi (MO) (Fig.1.1).

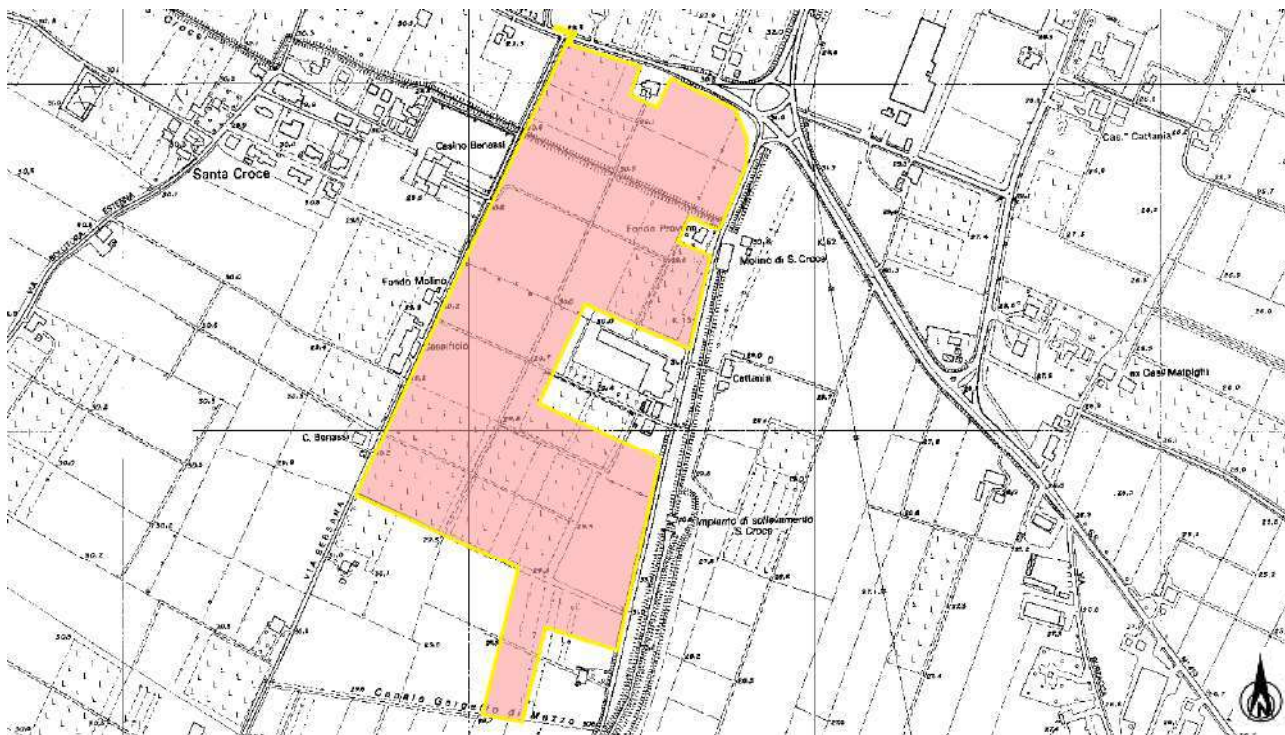


Fig.1.1 - Ubicazione del sito in studio.

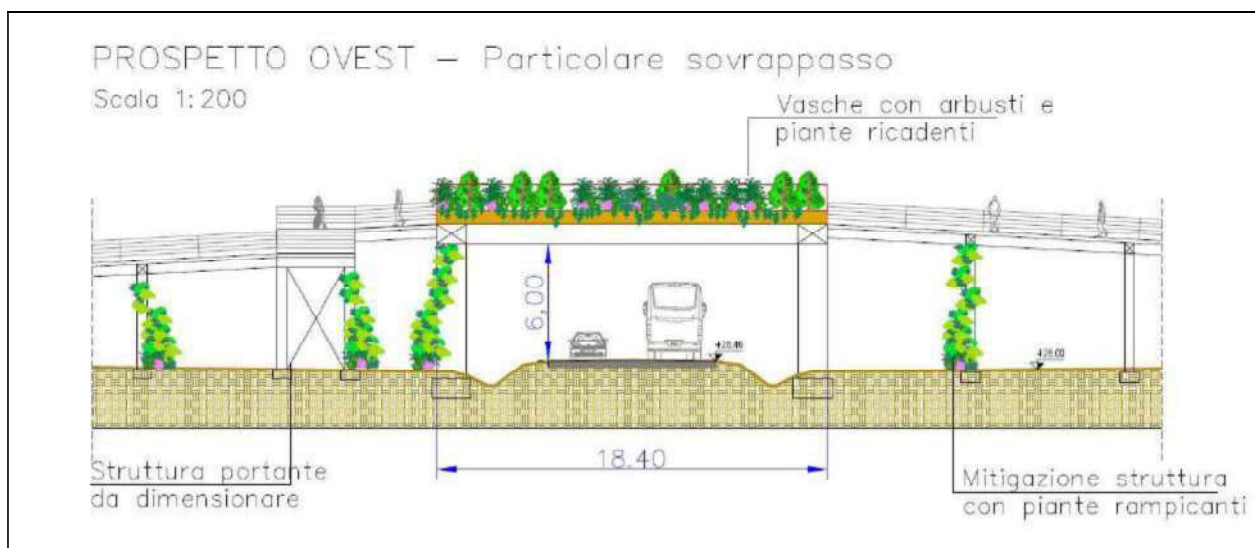


Fig.1.2 - Intervento in progetto.

2 INQUADRAMENTO GENERALE

2.1 Inquadramento geografico

L'area in esame è collocata in ambiente di pianura, a sud del territorio comunale di Carpi (Fig.2.1). Le coordinate specifiche dell'area sono le seguenti:

SITO IN ESAME	
COORDINATE GEOGRAFICHE	
LATITUDINE	LONGITUDINE
44.760890	10.866371

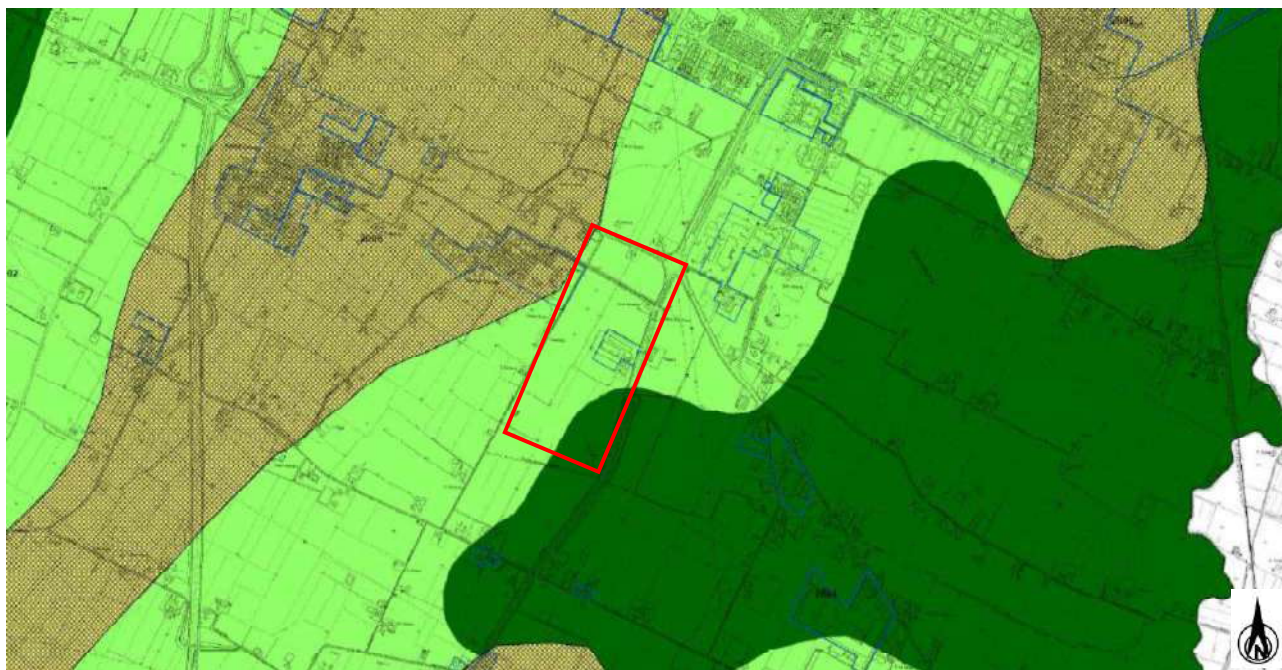


Fig.2.1 – Ubicazione geografica del sito in studio.

Per un completo inquadramento geografico dell'area si rimanda dalla cartografia allegata alla presente relazione, in particolare alla "Carta topografica", alla scala 1: 5.000 (tav. n. 1) e alla "Ripresa satellitare" alla scala 1: 5.000 (tav. n. 2).

2.3 Inquadramento sismico

A supporto dell'analisi sismica e della valutazione della stabilità del sito, successivamente descritta nei paragrafi seguenti, per quel che concerne i fenomeni co-sismici è stata preliminarmente consultata la cartografia relativa allo studio di Microzonazione Sismica del Comune di Carpi (MO), ed in particolare dalla "Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica", un cui estratto è riportato in figura (Fig. 2.3), si nota come l'area in studio ricada in un'area stabile suscettibile di amplificazione locale, zona 2002 e in parte in zona 2004.



Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

- | | |
|------|---|
| 2001 | Zona 1-Alternanze di strati di argille e argille limose con strati di limi, limi sabbiosi e sabbie limose (sedimenti di provenienza appenninca) |
| 2002 | Zona 2- Argille e argille limose (con radi strati sabbiosi) sovrastate da un orizzonte superficiale limo-sabbioso |
| 2003 | Zona 3-Argille e limi prevalenti (con radi strati sabbiosi) fino ad almeno 25-40 m di profondità, sovrastanti depositi sabbiosi |
| 2004 | Zona 4-Peliti prevalenti (con radi strati sabbiosi) fino almeno 20-30 m di profondità |
| 2005 | Zona 5-Argille e limi fino 5-10 m di profondità. Sabbie prevalenti tra 5-20 m di profondità |
| 2006 | Zona 6-Alternanze tra strati metrici/plurimetrici sabbiosi e strati metrici/plurimetrici pelitici |

Zone suscettibili di instabilità



- | | |
|---|----------------------------------|
|  | Liquefazioni |
|  | Aree urbanizzate e urbanizzabili |

Fig.2.3 – Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica – Comune di Carpi (MO) – Tav. 3.

3 INDAGINI GEOGNOSTICHE

3.1 Indagini Geotecniche

In relazione alla litologia presente nell'area e in base alla tipologia di intervento in progetto, sono state eseguite nel sito in studio, le seguenti indagini geognostiche:

- *n. 1 prova penetrometrica statica con punta elettrica e piezocono CPTE/U;*
- *n. 2 prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT.*

I risultati delle suddette indagini sono riportati nell'**allegato n. 1 e 2**.

3.1.1 Prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono CPTE/U

La prova è stata eseguite con un penetrometro Gouda dotato di punta elettrica e piezocono CPTE/U. Le caratteristiche tecniche dello strumento impiegato sono le seguenti:

Caratteristiche del Piezocono			
Canali di misura:		Dimensioni:	
Resistenza di punta (qc):	10; 50; 100 MPa	Angolo di apertura cono:	60°
Attrito laterale (fs):	0,5 MPa	Diametro:	36 mm
Pressione nei pori (U):	2,5 MPa	Sezione di spinta:	10 cm ²
Inclinazione:	0 - 40°	Superficie laterale:	150 cm ²
		Peso:	2,1 kg
		Lunghezza:	413 mm

La prova è stata elaborata mediante il software CPeT – IT v. 1.7.4.13 prodotto da GeoLogisMiki – Geotechnical Software. I report, in cui sono riportati su grafici i dati di resistenza e pressione interstiziale misurati ed illustrata l'interpretazione litostratigrafica e geotecnica della prova, sono riportati in **Allegato n.1**. La caratterizzazione litostratigrafica del terreno è stata effettuata in funzione delle carte proposte da Robertson, in cui il tipo di comportamento del terreno è definito da tre parametri: qt, resistenza alla punta corretta, Rf, Bq, nella prima carta (1986) e con i parametri normalizzati nella seconda (1990).

Correlazioni utilizzate per la stima dei parametri geotecnici

<p>:: Unit Weight, g (kN/m³) :: $g = g_w \cdot \left(0.27 \cdot \log(R_f) + 0.36 \cdot \log\left(\frac{q_c}{D_s}\right) + 1.236 \right)$ where g_w = water unit weight</p> <p>:: Permeability, k (m/s) :: $I_c < 3.27$ and $I_c > 1.00$ then $k = 10^{0.952 - 3.04 \cdot I_c}$ $I_c \leq 4.00$ and $I_c > 3.27$ then $k = 10^{-1.52 - 1.37 \cdot I_c}$</p> <p>:: N_{60} (blows per 30 cm) :: $N_{60} = \left(\frac{q_c}{F_s} \right) \cdot \frac{1}{10^{1.1360 - 0.2817 \cdot I_c}}$ $N_{100} = Q_{60} \cdot \frac{1}{10^{1.1328 - 0.2817 \cdot I_c}}$</p> <p>:: Young's Modulus, E_s (MPa) :: $(q_c - \sigma_v) \cdot 0.015 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c - 1.68}$ (applicable only to $I_c < I_{c,limit}$)</p> <p>:: Relative Density, D_r (%) :: $100 \cdot \sqrt{\frac{Q_{60}}{k_{DR}}}$ (applicable only to SBTs: 5, 6, 7 and 8 or $I_c < I_{c,limit}$)</p> <p>:: State Parameter, ψ :: $\psi = 0.56 - 0.33 \cdot \log(Q_{60})$</p> <p>:: Peak drained friction angle, ϕ (°) :: $\phi = 17.60 + 11 \cdot \log(Q_{60})$ (applicable only to SBTs: 5, 6, 7 and 8)</p> <p>:: 1-D constrained modulus, M (MPa) :: If $I_c > 2.20$ $\alpha = 14$ for $Q_{60} > 14$ $\alpha = Q_{60}$ for $Q_{60} \leq 14$ $M_{CPT} = \alpha \cdot (q_c - \sigma_v)$ If $I_c \leq 2.20$ $M_{CPT} = (q_c - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c - 1.68}$</p>	<p>:: Small strain shear Modulus, G_0 (MPa) :: $G_0 = (q_c - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c - 1.68}$</p> <p>:: Shear Wave Velocity, V_s (m/s) :: $V_s = \left(\frac{G_0}{\rho} \right)^{0.50}$</p> <p>:: Undrained peak shear strength, S_u (kPa) :: $N_{60} = 10.50 + 7 \cdot \log(F_s)$ or user defined $S_u = \frac{(q_c - \sigma_v)}{N_{60}}$ (applicable only to SBTs: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c,limit}$)</p> <p>:: Remolded undrained shear strength, $S_u(rem)$ (kPa) :: $S_{u(rem)} = F_s$ (applicable only to SBTs: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c,limit}$)</p> <p>:: Overconsolidation Ratio, OCR :: $k_{OCR} = \left[\frac{Q_{60}^{0.20}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \cdot \log(F_s))} \right]^{1.25}$ or user defined $OCR = k_{OCR} \cdot Q_{60}$ (applicable only to SBTs: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c,limit}$)</p> <p>:: In situ Stress Ratio, K_0 :: $K_0 = 0.1 \left(\frac{q_c - \sigma_v}{\sigma_{vo}} \right)$ (applicable only to SBTs: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c,limit}$)</p> <p>:: Soil Sensitivity, S_t :: $S_t = \frac{N_c}{F_s}$ (applicable only to SBTs: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c,limit}$)</p> <p>:: Effective Stress Friction Angle, ϕ' (°) :: $\phi' = 29.5 \cdot B_0^{0.123} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot B_0 + \log Q_c)$ (applicable for $0.10 < B_0 < 1.00$)</p>
--	--

Tab.3.1 - Correlazioni utilizzate per la stima dei parametri geotecnici.

Di seguito si riporta la stratigrafia ottenuta dalla prova penetrometrica eseguita in sito Fig. 3.1

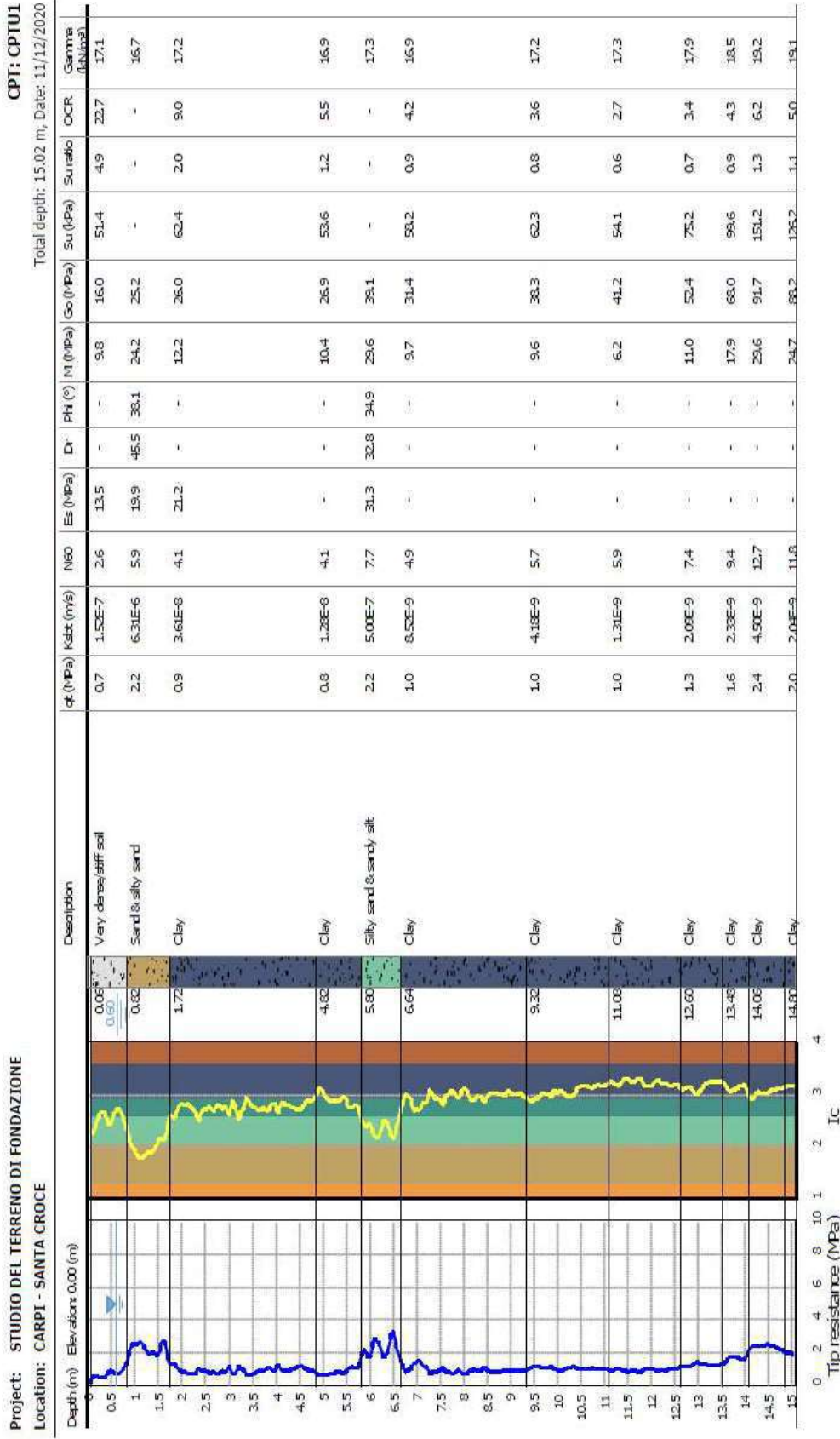


Fig.3.1 – Stratigrafia ottenuta dall'elaborazione della prova CPTUI.

3.1.2 Prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT

Nell'Allegato n. 2 sono riportati i grafici e le tabelle riguardanti le prove eseguite, corredate dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica. Le prove sono state eseguite con un penetrometro Pagani dotato di punta Begemann. Le caratteristiche tecniche dello strumento impiegato sono le seguenti:

Spinta	S	200 kN
Punta conica meccanica		
Diametro	Φ	35.7 mm
Area punta	A	10 cm ²
Angolo di apertura	α	60°
Manicotto laterale di attrito		
Diametro	Φ	35.7 mm
Altezza	h	133 mm
Area	A	150 cm ²
Velocità di avanzamento costante	V	2 cm/sec
Intervallo di misura		20 cm

Le prove sono state elaborate mediante un software che restituisce l'interpretazione litologica dei terreni indagati effettuata sulla base del rapporto qc/fs (Begemann, 1965; A.G.I. 1977) e la stima dei parametri geotecnici in condizioni non drenate tramite correlazioni.

Correlazioni utilizzate per la stima dei parametri geotecnici

Coesione non drenata (terreni coesivi) C_u

RACCOMANDAZIONI AGI 1977 – RICCERI ET AL. 1974 – MARSLAND ET AL. 1974/1979

Modulo di deformazione non drenato E_u

DUNCAN-BUCHIGANI 1976

Modulo edometrico M_o

SANGLERAT 1972 – MITCHELL/GARDNER 1975 – RICCERI ET AL. 1974 – HOLDEN 1973)

Peso unità di volume γ_{sat} (saturo sotto falda) – γ (umido sopra falda)

IN BASE ALLA NATURA LITOLOGICA TERZAGHI-PECK 1967 – BOWELS 1982

Velocità delle onde di taglio V_s

YOSHIDAMOTONORI 1988

3.2 Indagini Geofisiche

Per la caratterizzazione sismica dell'area di studio, sono state eseguite le seguenti indagini geofisiche:

- **n. 2 indagini sismiche passive HVSR;**
- **n. 1 indagine sismica attiva MASW.**

I risultati delle indagini sismiche sopra citate sono riportati integralmente nell'allegato n. 4.

3.2.1 Indagine sismica passiva a stazione singola (analisi HVSR)

La misura sismica passiva a stazione singola è stata eseguita mediante un tomografo digitale dotato di tre canali velocimetrici, modello Tromino® prodotto da Moho srl (Marghera (VE), Italia). Per l'acquisizione è stata adottata una frequenza di campionamento di 128 Hz per una durata totale di 20 minuti (Fig.3.3).

Lo scopo dell'indagine è la misura della frequenza di risonanza del terreno, la quale è legata alla velocità delle onde di taglio V_s nel terreno dalla formula:

$$f = \frac{V_s}{4h}$$

dove h è lo spessore dello strato.

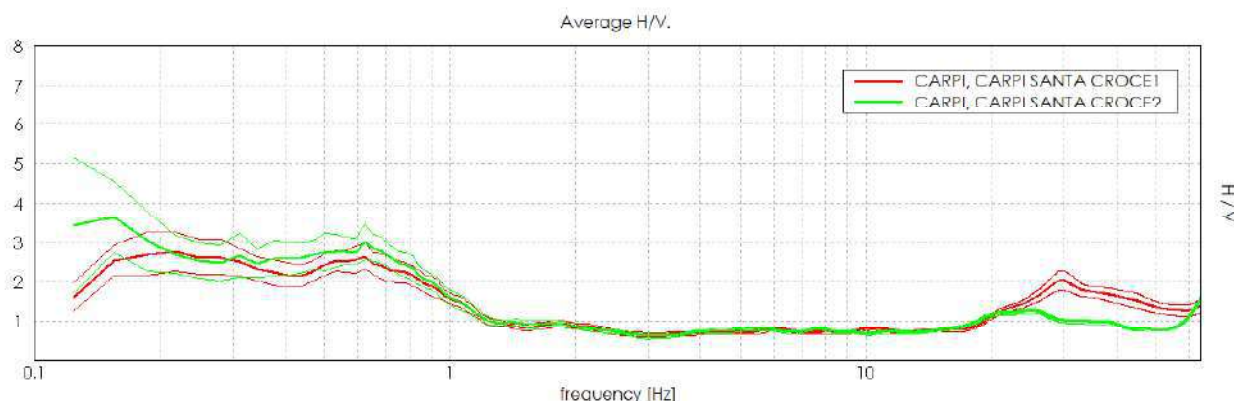


Fig.3.3 - Curve HVSR che identifica un picco tra 0.53 e 0.63 Hz

3.2.2 Indagine sismica attiva con metodo MASW

Per misurare le velocità delle onde di taglio si possono eseguire prospezioni sismiche mediante stendimenti superficiali, utilizzando geofoni verticali da 4,5 Hz ed acquisendo attivamente i segnali delle onde rifratte alla superficie mediante una sorgente artificialmente provocata. Questa tecnica, nota con la sigla **MASW** (Multichannel Analysis of Surface Waves), permette di ricostruire il profilo verticale delle V_s con procedimenti di modellazione diretta delle velocità di fase delle onde, rifratte alla superficie (Fig. 3.4 e 3.5). Partendo dal sismogramma registrato mediante sorgente energizzante in asse con lo stendimento, viene eseguita un'analisi spettrale che ha consentito di elaborare un'immagine della distribuzione del segnale di velocità sismica in funzione delle diverse frequenze che lo compongono. Da tale elaborazione, tramite una

fase di “picking” del segnale ad elevata intensità è stata ottenuta la “**curva di dispersione**”, dalla cui inversione è stato calcolato il **modello sismo-stratigrafico** espresso in termini di velocità delle onde di taglio (V_s). I dati sono stati registrati mediante un sismografo *Geode Geometrics* 24 bit con filtri disinseriti, velocità di campionamento (sample rate) di 0.25 millisecondi e lunghezza delle acquisizioni di 2 secondi. Si effettuano battute poste ad offset diversi (10 m e 15 m di distanza dal primo geofono) mediante grave da 8,0 kg di massa. Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, $V(\text{fase})/\text{freq.}$, può essere convertito nel profilo $V_s/\text{profondità}$. Tale metodo non è univoco e quindi il modello che ne scaturisce è un modello teorico; per questo motivo è preferibile operare in presenza di dati di taratura (come nel caso specifico) onde ricavare il modello reale.

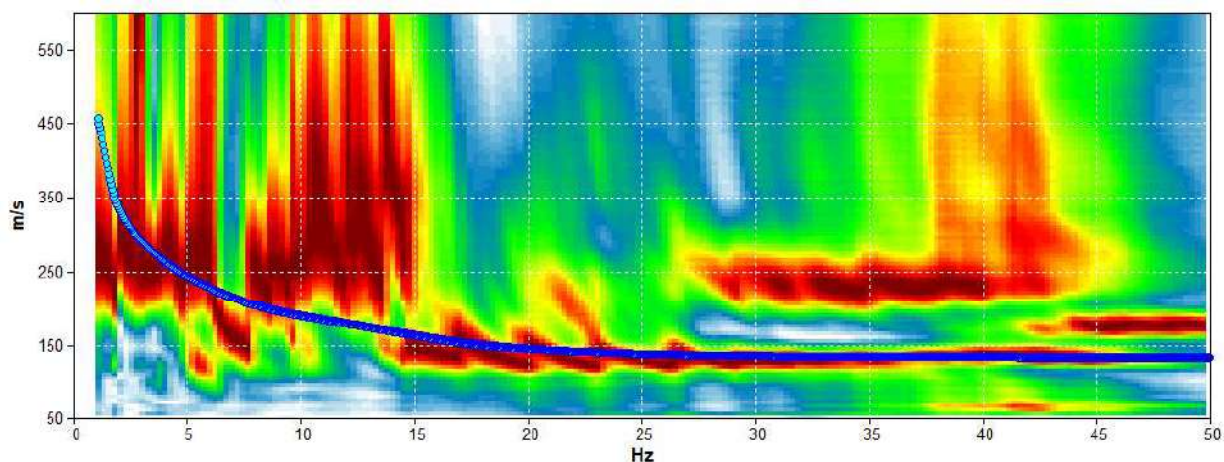


Fig.3.4 - Curva di dispersione MASW



Fig.3.5 – Ripresa fotografica MASW

4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

4.1 Pericolosità sismica di base

Secondo la classificazione sismica del territorio nazionale proposta a partire dall'O.P.C.M. n. 3274/2003 e successive modifiche, il **Comune di Carpi (MO)** risulta appartenente alla **classe di sismicità 3** (Fig. 4.1).

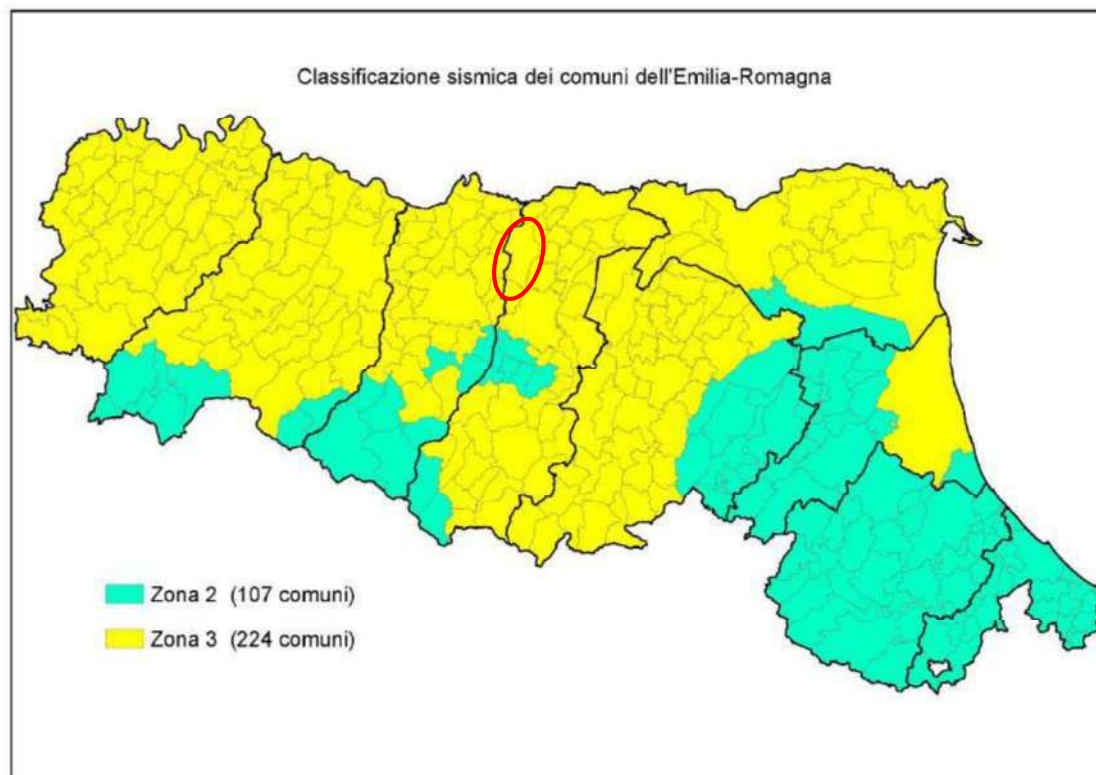


Fig.4.1 - Classificazione sismica e dei comuni della regione Emilia-Romagna a partire dall'O.P.C.M. n. 3274/2003 e successive modifiche (aggiornamento luglio 2018) e ubicazione del territorio comunale di Carpi (MO).

La suddivisione del territorio nazionale in zone a diversa classe di sismicità, caratterizzate da un valore di accelerazione di picco ed un corrispondente spettro di risposta elastico da utilizzare nella progettazione, risulta in realtà superata dall'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008. Sulla base dei contenuti delle NNTC 2008 e delle successive NTC 2018, per ogni costruzione deve essere definita un'accelerazione di riferimento propria, in funzione delle coordinate geografiche dell'area e della vita nominale dell'opera.

Per ciascuna area in oggetto, in relazione a un periodo di riferimento T_R stimato di 475 anni, è stato definito un parametro di accelerazione massima attesa a_g definita in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale. L'accelerazione a_g rappresenta uno dei parametri principali che definisce la **pericolosità sismica di base**, insieme ai parametri F_0 e T_c^* dello spettro di risposta elastico, desumibili nelle tabelle riportate sotto (Tab. 4.1).

Stati limite

 Classe Edificio
 III. Affollamento significativo...

 Vita Nominale 50

 Interpolazione Media ponderata

CU = 1.5

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F _o	T _c [*] [s]
Operatività (SLO)	45	0.052	2.504	0.262
Danno (SLD)	75	0.065	2.492	0.274
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.182	2.548	0.275
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.241	2.489	0.283
Periodo di riferimento per l'azione sismica.	75			

Coefficienti sismici

 Tipo Stabilità dei pendii e fondazioni


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

H (m) us (m)
 1  0,1

 Cat. Sottosuolo C

 Cat. Topografica T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,42	1,34
CC Coeff. funz categoria	1,63	1,61	1,61	1,59
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]  0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.016	0.020	0.062	0.090
kv	0.008	0.010	0.031	0.045
Amax [m/s ²]	0.766	0.963	2.531	3.162
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

Tab.4.1 - Tabella riassuntiva dei parametri sismici del sito in esame secondo NTC18.

4.2 Categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 NTC2018)

Per determinare il parametro V_{30} e definire quindi la categoria di sottosuolo dell'area indagata (§ 3.2.2 NTC 2018) sono state eseguite in sito le indagini sismiche sopra descritte nel paragrafo precedente. Il valore di V_{30} si calcola attraverso la formula 3.2.1 delle NTC 2018:

$$V_{S,Eq} = \frac{H}{\sum_i \frac{h_i}{V_{si}}}$$

dove H è la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Dall'elaborazione delle indagini sismiche HVSr e MASW si è ottenuto il valore di $V_{s,30}$ e di frequenza naturale del terreno f_0 riportati nelle seguenti tabelle:

HVSr1	0.63 ± 0.18 HZ	NON RISPETTA I CRITERI SESAME
HVSr2	0.53 ± 0.13 HZ	NON RISPETTA I CRITERI SESAME

MASW	Vs30	225 m/s
------	-------------	----------------

Pertanto, secondo la classificazione del sottosuolo imposta dal NTC 2018, si definisce il sottosuolo indagato come appartenente alla appartenente alla **categoria C**, corrispondente a

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**.

4.3 Azione sismica e risposta sismica del sito – Approccio semplificato

Per la definizione dell'azione sismica, sulla base di quanto previsto dalle NTC si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione della categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche del sito, in funzione delle quali si definiscono l'entità dell'amplificazione stratigrafica e topografica. Sulla base delle NTC 2018, considerando una classe dell'edificio pari a III e tenendo conto dei dati ottenuti dalle indagini geofisiche eseguite in sito, si classifica il terreno di fondazione in oggetto, come appartenente alla categoria C.

Si ricava quindi il fattore stratigrafico S_s , mediante la seguente relazione, valida suoli in classe C:

$$1.00 \leq S_s = 1.70 - (0.60 \cdot F_o \cdot a_g/g) \leq 1.50 \quad (4.1.1)$$

dove:

- F_o = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2;
- a_g/g = accelerazione orizzontale del sito, con tempo di ritorno pari a 712 anni/accelerazione di gravità;
- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica o fattore stratigrafico, calcolato tramite la relazione sopra riportata.

Successivamente, sulla base delle condizioni topografiche del sito studiato, si considera un valore di un fattore topografico S_T sulla base della seguente tabella:

Categoria topografica	Ubicazione opera/intervento	S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$	1.0
T2	Pendii con inclinazione media $> 15^\circ$	1.2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $> 30^\circ$	1.4

Per l'area studiata si riportano in tabella i parametri della pericolosità di base.

PARAMETRI PERICOLOSITÀ DI BASE				
$a_g(g)$	F_o	$T_c^*(s)$	S_s	S_T
0.182	2.548	0.275	1.42	1.00

Si calcola infine per ciascuna area l'accelerazione massima orizzontale A_{max} con la seguente formula:

$$A_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.42 \cdot 1.0 \cdot 0.182 = 0.258g$$

4.4 Azione sismica e risposta sismica del sito – Analisi di risposta sismica locale

Il sovrappasso ciclo-pedonale è stato considerato classe d'uso III "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi o ponti la cui interruzione provochi situazioni di emergenza", è stata così definita l'azione sismica di progetto secondo uno studio di **risposta sismica locale**, secondo III livello di approfondimento.

Per ottemperare ai riferimenti normativi citati l'analisi è stata svolta secondo quanto indicato al § 7.11.3 delle NTC 2018, attraverso analisi numerica monodimensionale in campo lineare equivalente. Per fare ciò è stato utilizzato come strumento di lavoro il software di calcolo STRATA (University of Texas - Austin).

Ai fini della restituzione degli spettri di accelerazione, relativi allo stato limite SLV, è stata svolta la verifica dell'amplificazione del sito mediante l'utilizzo di un modello simulato in campo lineare equivalente.

Utilizzando un modello lineare equivalente è possibile ottenere una soluzione di un modello non lineare, attraverso analisi lineari complete nelle quali al termine di ogni interazione vengono aggiornati i parametri di **rigidezza** e **smorzamento** che sono dipendenti dallo stato di deformazione del terreno. Attraverso un'iterazione di calcoli si raggiunge una convergenza prefissata a monte della fase di computazione.

Il software STRATA è in grado di valutare la risposta sismica di un deposito di terreno, considerando un profilo monodimensionale in cui si propagano linearmente le onde sismiche, in funzione dei parametri dinamici attribuiti al terreno. Il terreno viene schematizzato come un sistema di N strati orizzontali omogenei, isotropi e visco-elastici, sovrastanti un semispazio uniforme, attraversati da un treno di onde di taglio che incidono verticalmente le superfici. Ogni strato è descritto per mezzo dello spessore H , del modulo di taglio massimo G_{max} o dalla corrispondente velocità massima V_{max} , dal valore dello smorzamento D , dal peso dell'unità di volume γ e dalle curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato ($G / G_0 - \gamma$) e le corrispondenti curve dello smorzamento ($D - \gamma$) con la deformazione di taglio γ . Il modello lineare visco-elastico fa riferimento al modello reologico di Kelvin-Voigt, costituito da una molla e uno smorzatore viscoso in parallelo. Tale modello è descritto quindi dalla rigidezza (**G**) e dallo smorzamento (**D**). L'onda monodimensionale viene descritta dall'equazione in cui lo spostamento provocato (u) è funzione della profondità (z) e del tempo (t):

$$u(z,t) = A \exp[i(\omega t + k^* z)] + B \exp[i(\omega t - k^* z)]$$

Nell'equazione appena presentata A e B rappresentano le corrispettive amplificazioni del tetto e della base dello strato considerato. Il fattore k^* risulta dipendente dal modulo di taglio (G), dal grado di smorzamento (D) e dalla densità del terreno (ρ). Le relazioni sono le seguenti:

$$k^* = \frac{\omega}{v_s^*}$$
$$v_s^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}} \quad G^* = G \left(1 - 2D^2 + i2D \sqrt{1 - D^2} \right) \approx G(1 + i2D)$$

Dove G^* e v_s^* , rappresentano il modulo di taglio e la velocità di taglio.

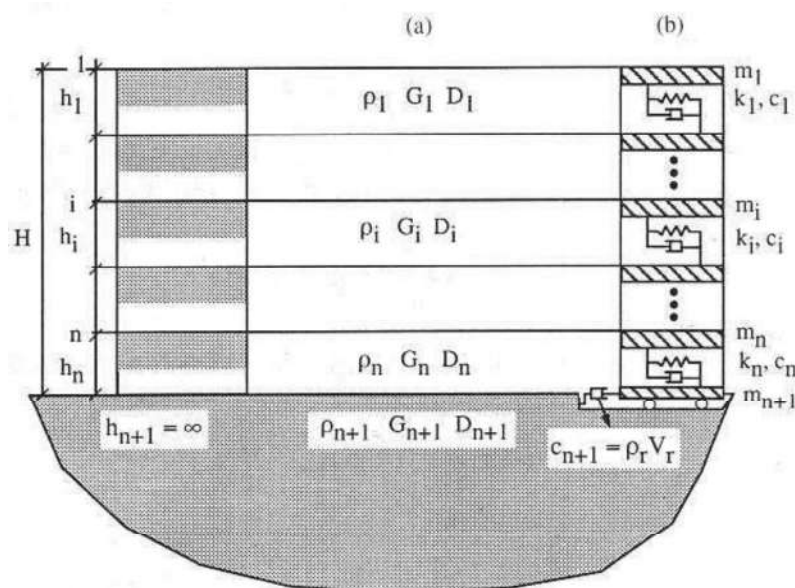


Fig.4.2 - Modello a strati continui adottato per la simulazione con il codice di calcolo STRATA.

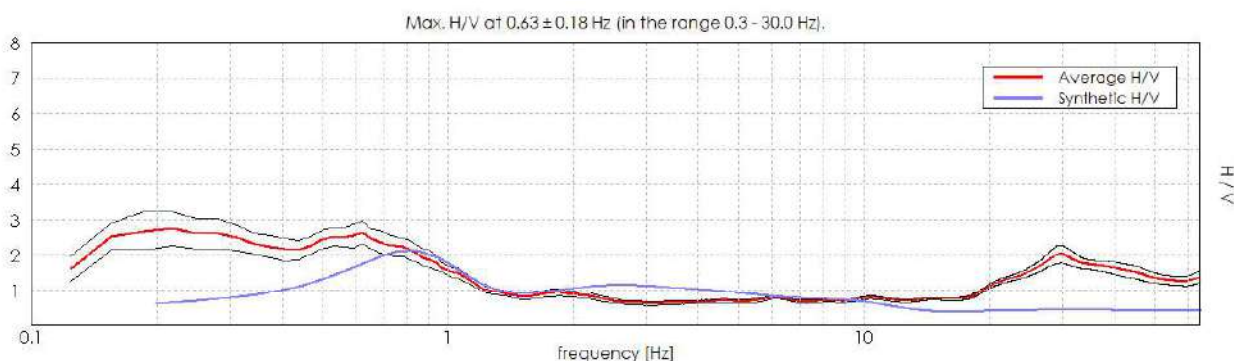
MODELLO SIMULATO

Il modello simulato deriva dai dati ottenuti dalle prove che compongono la campagna geognostica eseguita in sito. Tale profilo approssima il comportamento del sottosuolo, dal punto di vista sismico, in corrispondenza dell'area studiata. Il profilo considerato deriva dall'interpolazione dei dati provenienti dalle indagini geofisiche eseguite, e i dati, di natura bibliografica, disponibili per il sito di riferimento.

Il profilo sismico del sottosuolo utilizzato per la modellazione della RSL deriva dall'elaborazione congiunta delle indagini HVSR1 e MASW eseguite in sito integrato con dati di bibliografici. Si illustra successivamente il modello utilizzato:

Modello geofisico medio			
Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
4.00	4.00	140	0.48
14.00	10.00	210	0.47
34.00	20.00	280	0.46
64.00	30.00	340	0.44
114.00	50.00	380	0.43
inf.	inf.	550	0.42

EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



MODELLED RAYLEIGH WAVE PHASE VELOCITY DISPERSION CURVE

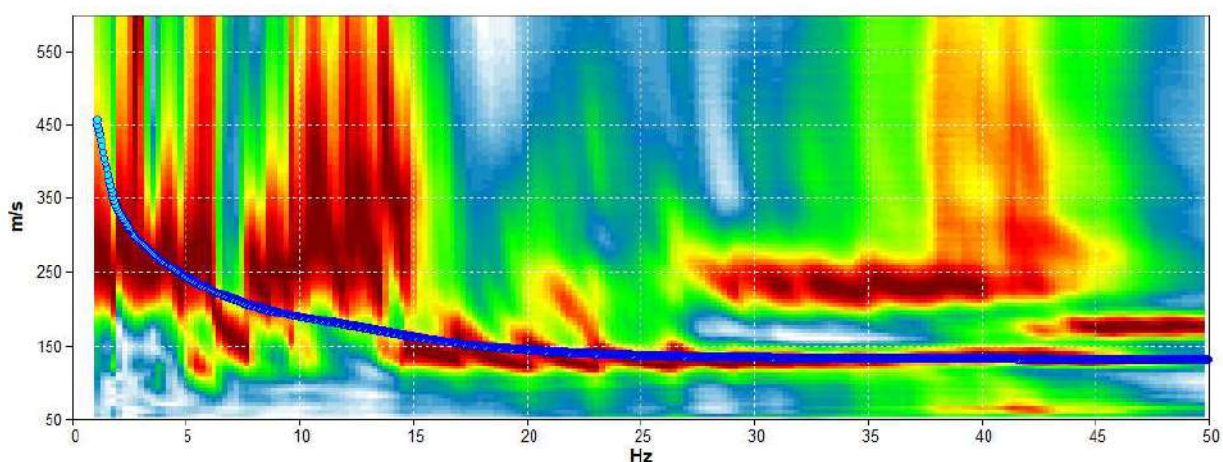


Fig.4.3 – Elaborazione congiunta HVSR e MASW.

Per descrivere il comportamento dinamico dei terreni costituenti il modello è stata considerata la curva di decadimento dei moduli di rigidità e smorzamento, al variare della deformazione percentuale γ (%). Si riporta successivamente la curva di decadimento considerata per l'esecuzione del calcolo di risposta sismica locale:

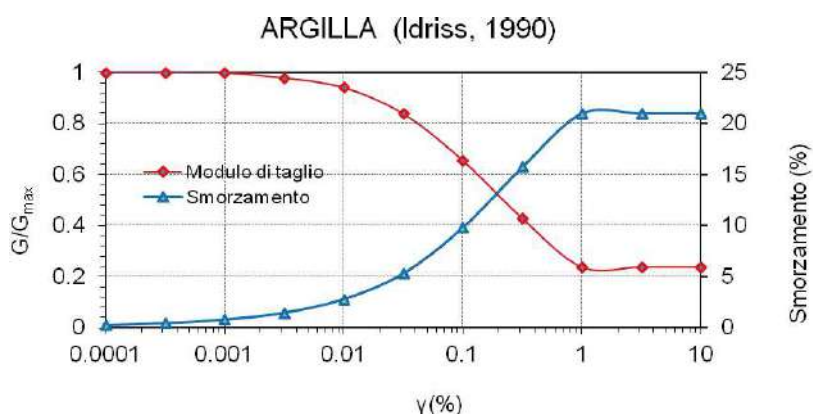


Fig.4.4 - Curva di decadimento dei moduli G/G_{max} e D , utilizzate per descrivere il comportamento dei materiali coesivi che compongono il sottosuolo in oggetto.

Trattandosi di una verifica diretta ai fini progettuali, in accordo con quanto esposto nel § 7.3 delle NTC 2018, l'analisi RSL in oggetto è stata svolta adottando come input sismico 7 accelerogrammi, corrispondenti allo stato limite SLV. Gli accelerogrammi reali e misurati, sono stati individuati mediante l'utilizzo del software REXEL v. 3.5 (Computer aided code-based real record selection for seismic analysis of structures) realizzato dal Dipartimento di Strutture per l'ingegneria e l'architettura dell'Università degli Studi di Napoli Federico II. Utilizzando le coordinate relative al sito di riferimento, considerando una categoria di sottosuolo A e una classe d'uso pari a III e una vita nominale pari a 50 anni, sono stati definiti n. 7 accelerogrammi per lo stato limite SLV. Gli accelerogrammi sono stati prelevati dal "European Strong-motion Database".

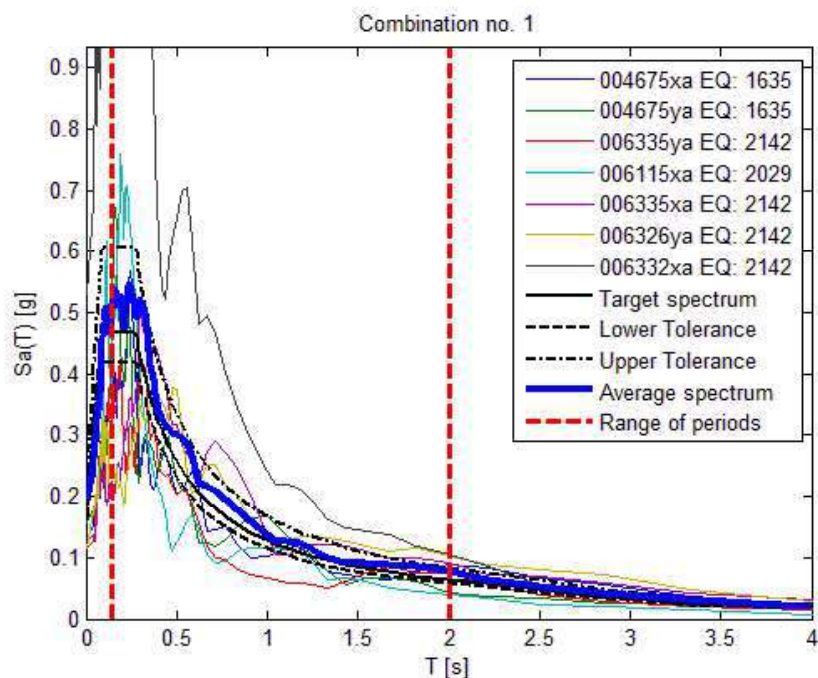
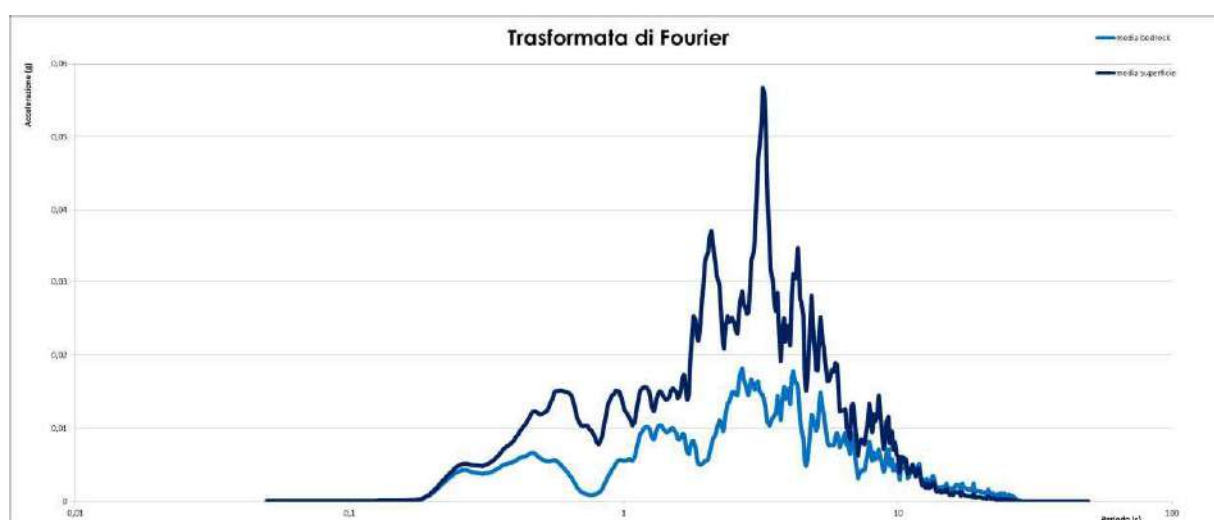
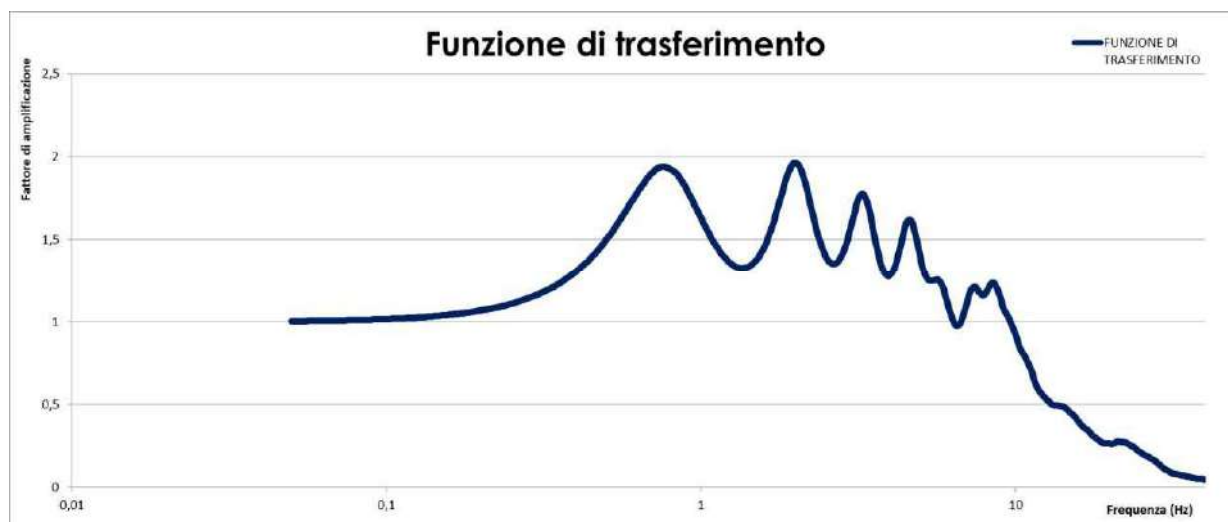


Fig.4.5 - Forme spettrali relative agli accelerogrammi considerati

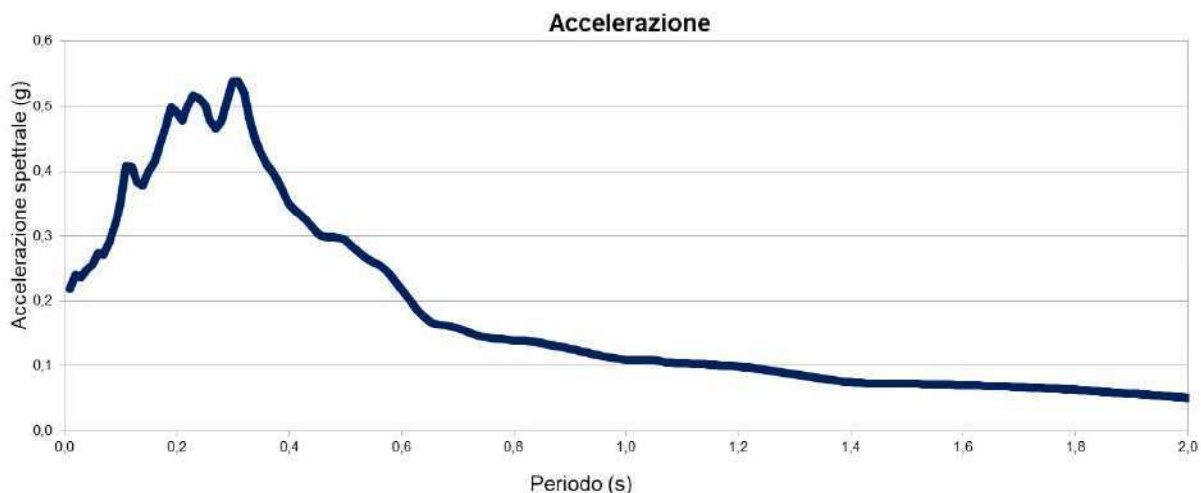
RISULTATI OTTENUTI

Sulla scorta delle verifiche svolte mediante software STRATA, in riferimento al modello considerato, è stato possibile definire, nel dominio delle frequenze, la funzione TF (Funzione di trasferimento) e rapporto spettrale di amplificazione associato. Per via grafica si inserisce successivamente la funzione di trasferimento TF ottenuta a seguito dell'analisi RSL in oggetto. Attraverso tale funzione è possibile definire il campo di frequenze entro il quale il sottosuolo, in corrispondenza del sito in oggetto, amplifica il segnale sismico, oltre che a quantificare l'amplificazione stessa.

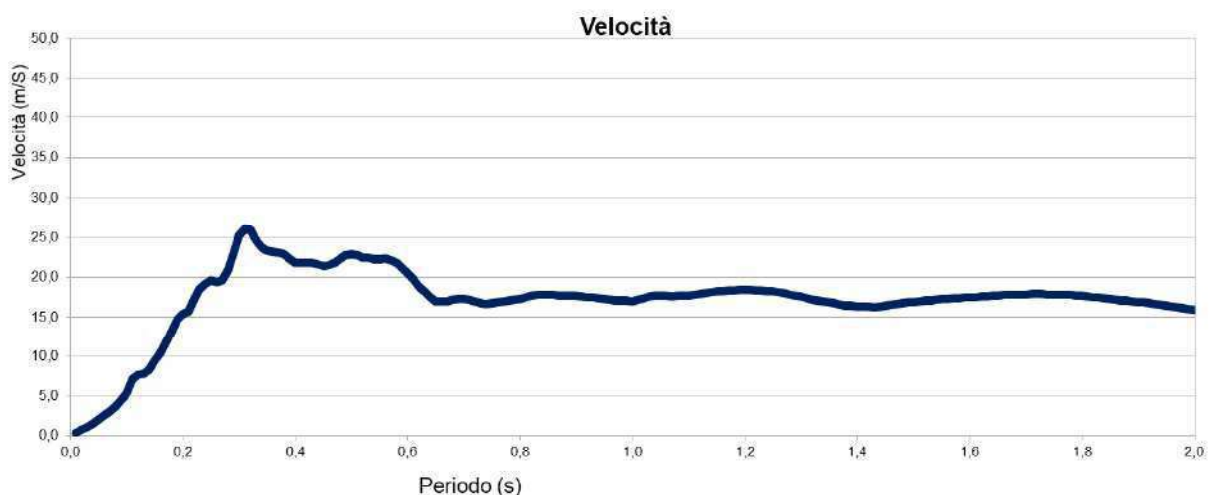


In alto Funzione di Trasferimento e in basso funzione FT.

Definiti i parametri che descrivono il comportamento del sottosuolo nel campo elastico lineare equivalente e descritti gli accelerogrammi su suolo rigido validi per il sito in oggetto, attraverso il software STRATA sono state definite le seguenti forme spettrali, in termini accelerazione e velocità alla superficie:

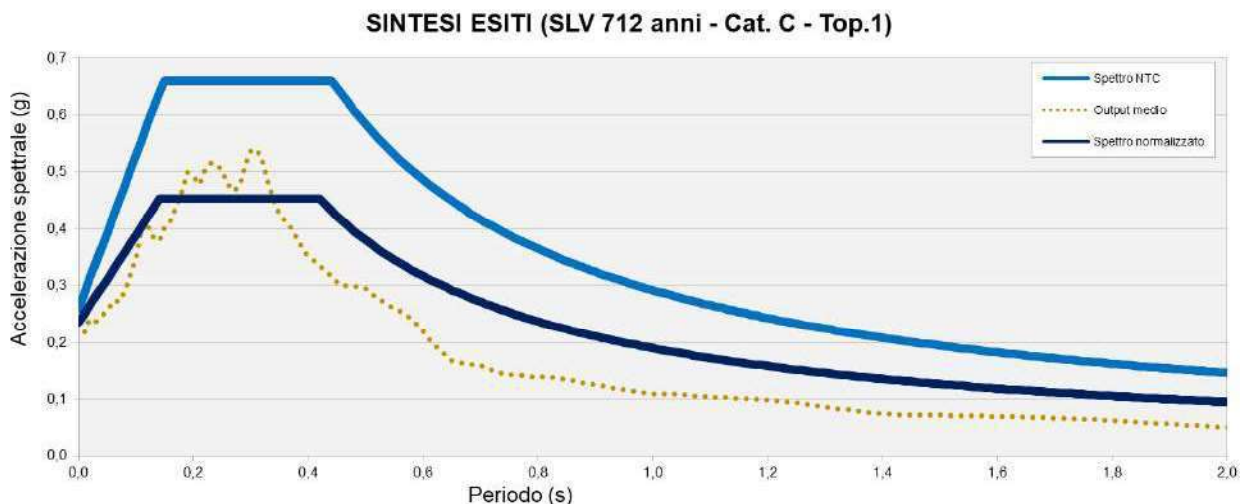


Accelerazione spettrale relativa a un periodo di ritorno pari a 712 anni (SLV)



Velocità spettrale relativa un periodo di ritorno pari a 712 anni (SLV).

Dati i valori di accelerazione ottenuti dal calcolo eseguito, è stato definito lo spettro normalizzato per lo stato limite considerato. Così facendo è stato ottenuto lo spettro a probabilità uniforme, sulla base dei risultati ottenuti mediante il software STRATA. Lo spettro normalizzato RSL è stato derivato attraverso le indicazioni contenute nell'ordinanza n.55 del 24 aprile 2018 "Disciplina per la delocalizzazione temporanea delle attività economiche o produttive e dei servizi pubblici danneggiati dal sisma eseguiti e conclusi in data anteriore a quella di entrata in vigore del decreto legge n. 189 del 2016".



Sintesi esiti RSL e confronto con spettro NTC2018 (SLV) derivato secondo approccio semplificato

Lo spettro RSL, sia nella forma per punti, sia nella forma normalizzata, definito sulla base di 7 simulazioni definisce un’azione sismica **inferiore** rispetto a quanto derivabile secondo approccio semplificato NTC2018 per una categoria di sottosuolo di tipo C. **In forza di ciò risulta ragionevole e cautelativo adottare, ai fini di progettazione, l’azione sismica derivabile secondo approccio semplificato (categorie di sottosuolo) come esplicitato da normativa tecnica NTC2018.** Si illustra successivamente, in forma tabellare, lo spettro RSL per punti e il suo corrispettivo normalizzato.

SLV – PARAMETRI SPETTRO NORMALIZZATO - RSL						
ag (g)	Fo	Tc*	TB(s)	TC(s)	Ss	Amax (0)
0.182	1.923	0.275	0.14	0.42	1.29	0.234

5 MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DEL SITO

5.1 Modello geotecnico del sottosuolo

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica delle indagini geotecniche, si può riassumere il seguente modello geotecnico schematico del terreno investigato.

Modello geotecnico medio										
	Prof.	Deposito	$\gamma_{NAT} / \gamma_{SAT}$	c'	C_u	Dr	ϕ'	Es	M	Dw
A	0.0 – 3.8	Argilla limosa a media scarsa consistenza	17.5/20.5	4.0	40.0	/	22	5600	3000	-1.5
B	3.8 – 10.0	Argilla limosa a media consistenza	18.0/21.0	4.5	45.0	/	23	6300	3500	
C	10.0 – 11.0	Sabbia limosa poco addensata	18.5/21.5	/	/	33	29	9000	/	
D	11.0 – 13.2	Argilla limosa a media consistenza	18.0/21.0	5.5	55.0	/	23	7700	4000	
E	13.2 – 15.8	Argilla limosa consistente	18.5/21.5	9.0	90.0	/	25	12600	9000	
F	15.8 – 16.8	Sabbia limosa poco addensata	18.5/21.5	/	/	20	28	7000	/	
G	16.8 - 20.0	Argilla limosa consistente	18.5/21.5	8.0	80.0	/	25	11200	7000	
		Descrizione litologica	Peso di volume naturale e saturo	Coesione efficace	Coesione non drenata	Densità relativa	Angolo d'attrito efficace di picco	Modulo di Young	Modulo edometrico	Soggiacenza
	M da p.c.		(kN/m ³)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(%)	(°)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(m da p.c.)

5.2 Tipologia di fondazioni e calcolo della capacità portante

Per il calcolo della capacità portante del terreno si sono utilizzati i parametri geotecnici emersi dall'elaborazione delle prove penetrometriche eseguite nel sito in studio. Al fine di calcolare la capacità portante del terreno si sono **ipotizzate** fondazioni superficiali **nastriiformi in c.a.**

larghezza della fondazione	B	=	1.5 m
lunghezza della fondazione	B'	=	2.5 m
profondità della quota di imposta	D	=	-1.0 m da p.c.

Parametri di resistenza e deformabilità:

	Prof.	Deposito	$\gamma_{NAT} / \gamma_{SAT}$	c'	C_u	Dr	ϕ'	Es	M	Dw
A	0.0 – 3.8	Argilla limosa a media scarsa consistenza	17.5/20.5	4.0	40.0	/	22	5600	3000	-1.5
		Descrizione litologica	Peso di volume naturale e saturo	Coesione efficace	Coesione non drenata	Densità relativa	Angolo d'attrito efficace di picco	Modulo di Young	Modulo edometrico	Soggiacenza
	M da p.c.		(kN/m ³)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(%)	(°)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(m da p.c.)

5.2.1 Verifica nei confronti degli SLU (6.4 NTC 2018)

In relazione a quanto esposto nella normativa tecnica nazionale NTC 2018, si procede alla verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) di resistenza del terreno (GEO) relativamente alle opere di fondazione

in oggetto, di **tipo superficiale**, fornendo il valore di resistenza offerta dal sistema geotecnico ($R_{d\text{ GEO}}$). Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tab. 6.2.II (NTC 2018) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Le verifiche sono effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Fattori correttivi sismici: Paolucci e Pecker (1997)

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma nei riguardi della determinazione del q_{lim} vengono introdotti, all'interno della formula di Terzaghi, i fattori correttivi z:

$$z_c = 1 - 0.32 \cdot K_h \quad z_q = \left(1 - \frac{K_h}{\tan \varphi}\right)^{0.35} \quad z_Y = z_q$$

Dove il K_h è il coefficiente sismico orizzontale. Le verifiche sono state effettuate considerando quindi i seguenti parametri sismici:

- a_{MAX} (ag/g): **0.258g** (approccio semplificato NTC18, relativa a SLV ; $T_r = 712$ anni);
- coefficiente intensità sismica del terreno K_h : 0.062.

La determinazione della resistenza R_d GEO è stata svolta nella condizione sia a breve che a lungo termine per l'intervento in progetto.

La resistenza R_d calcolata in condizioni "non drenate" dove $C_u \neq 0$ e $\phi = 0$, applicando il coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata secondo la seguente relazione $C_{ud} = C_{uk} / 1.0$, per cui si avrà $C_{ud} = C_{uk}$, dove C_{ud} = coesione non drenata di progetto e C_{uk} = coesione non drenata caratteristica, sarà pari a:

CONDIZIONE STATICA – CONDIZIONI NON DRENATE – A1+M1+R3		
Profondità di imposta	Larghezza della fondazione	Carico limite ultimo SLU - F.S. = 2.3
D=-1.0 m da p.c.	B= 1.5 m X L= 2.5 m	1.06 kg/cm ² \approx 106 kN/m ²

La resistenza R_d calcolata in condizioni "drenate" seguendo l'Approccio 2, combinazione (A1 + M1 + R3), applicando il coefficiente di riduzione parziale per la tangente dell'angolo di attrito secondo la relazione: $\tan \phi'd = \tan \phi'k / 1.0$, dove $\phi'd$ è l'angolo d'attrito di progetto, ne deriva, essendo $\phi'k = \phi'd$. Quindi secondo la formula di Terzaghi si ottiene, per l'intervento in progetto uno stato limite ultimo pari a:

CONDIZIONE STATICA – CONDIZIONI DRENATE – A1+M1+R3		
Profondità di imposta	Larghezza della fondazione	Carico limite ultimo SLU F.S. = 2.3
D=-1.0 m da p.c.	B= 1.5 m X L= 2.5 m	1.40 kg/cm ² ≈ 140 kN/m ²

CONDIZIONE PSEUDO-STATICA – CONDIZIONI DRENATE – A1+M1+R3		
Profondità di imposta	Larghezza della fondazione	Carico limite ultimo SLU F.S. = 2.3
D=-1.0 m da p.c.	B= 1.5 m X L= 2.5 m	1.34 kg/cm ² ≈ 134 kN/m ²

5.2.2 Verifica dei cedimenti

È stato eseguito il calcolo del cedimento edometrico del terreno di fondazione mediante il metodo di consolidazione monodimensionale di Terzaghi.

Profondità di imposta	B x L	Carico considerato	Cedimento per consolidazione
D=-1.0 m da p.c.	B= 1.5 m X L= 2.5 m	100 kN/m ²	1.899 cm

5.2.3 Modulo di sottofondo

Il modello di Winkler considera il terreno come formato da una distribuzione di vincoli semplici bilaterali elastici. La relazione che ne regola il comportamento è di tipo lineare tra il cedimento (w) e la pressione di contatto (p): $p = kw$.

Il parametro k è detto costante di sottofondo. Come è noto, k non dipende solo dal terreno ma anche dai carichi applicati, dalle proprietà del terreno, dalla forma e le dimensioni della fondazione.

Utilizzando la Formula di Bowles (1974):

$$k \text{ (kN/mc)} = 40 \cdot Q_{lim} \cdot F_c,$$

dove $F_c = 2.54/\text{cedimento della fondazione (cm)}$, un cedimento di riferimento pari a $S = 1.899 \text{ cm}$ ed un carico applicato al terreno di fondazione pari a $P = 1.00 \text{ kg/cm}^2 \approx 100 \text{ kN/m}^2$, il modulo di sottofondo o costante di Winkler è risultato pari a $K = 1.60 \text{ kg/cm}^3 \approx 16042 \text{ kN/m}^3$.

5.3 Stabilità nei confronti della liquefazione (§ A2.2. DGR 630/2019)

In accordo con la normativa regionale DGR 630/19 si è proceduto alla verifica della liquefazione per le verticali di prova.

La valutazione del fenomeno della liquefazione viene svolta attraverso il calcolo del fattore di sicurezza di ciascun livello che compone il sottosuolo analizzato nei confronti del fenomeno stesso. Il fattore di sicurezza è derivato secondo la seguente formulazione:

$$F_L(z) = \frac{CRR_{M=7.5; \sigma'_v=1atm}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma$$