

COMUNE DI LODI VECCHIO (LO)

RELAZIONE GEOLOGICA (R1-R3)

RELAZIONE GEOTECNICA (R2)

AI SENSI DELLA D.G.R. N. IX/2616 DEL 30.11.2011 E DEL D.M. 17.01.2018

Realizzazione di quattro ville bifamiliari ("Comunità Alloggio Sociale Anziani" – C.A.S.A.) nell'abitato di Lodi Vecchio in via Fregoni all'interno del Piano Attuativo ambito AT3-UMI2

IL COMMITTENTE:

FA.BO. S.R.L.
Via Incoronata 3
26900 LODI

I GEOLOGI:

Dott. Geol. Viganò Giovanni



Dott. Geol. Branchi Stefania



INDICE

1. PREMESSA E NORMATIVE DI RIFERIMENTO	1
2. VINCOLI GEOLOGICI, IDROGEOLOGICI E IDRAULICI	4
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO DEL SITO	7
3.1 Geologia e geomorfologia	
3.2 Idrogeologia	
4. INDAGINE GEOFISICA IN SITO	9
4.1 Generalità	
4.2 Prove per la definizione della V_{s30} (RE.MI e MASW)	
4.3 Strumentazione utilizzata	
4.4 "Masw" (Multichannel Analysis of Surface Waves)	
4.5 "Re.mi." (Refraction microtremor)	
4.6 Misura dei rapporti spettrali HVSR - horizontal to vertical spectral ratio (ipotesi di Nakamura)	
4.6.1 Strumentazione utilizzata e modalità di acquisizione	
4.6.2 Elaborazione ed analisi dei dati	
5. MODELLO SISMICO E PARAMETRI DINAMICI DEL SOTTOSUOLO	19
6. PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	22
7. VALUTAZIONE DEL FATTORE DI AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE AI SENSI DELLA D.G.R. N. IX/2616 DEL 30.11.2011 (APPROFONDIMENTO SISMICO DI II° LIVELLO)	23
8. VALUTAZIONE DELL'ACCELERAZIONE SISMICA MASSIMA DEL SITO	28
9. INDAGINE GEOTECNICA IN SITO	30
10. MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO	34
11. RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO FONDAZIONE SUPERFICIALE AGLI STATI LIMITE ULTIMI SLU E DI ESERCIZIO SLE.....	35
11.1 Verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)	
11.2 Verifica agli stati limite di esercizio (SLE)	
12. MODULO DI REAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	38
13. VERIFICA DI STABILITA' DEL SITO NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	39
13.1 Premessa	
13.2 Metodologia di verifica	
14. CONCLUSIONI ED INDICAZIONI PROGETTUALI	42

ALLEGATI

Allegato 1	PROVA SISMICA SUPERFICIALE MASW/RE.MI.
Allegato 2	REPORT PROVA HVSR
Allegato 3	RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SCPT
Allegato 4	CERTIFICATI DI PROVA ANALISI GRANULOMETRICHE
Allegato 5	MODULO 9-DICHIARAZIONE/ASSEVERAZIONE DEL GEOLOGO DI CONGRUITA' DEI CONTENUTI DELLA RELAZIONE GEOLOGICA AI REQUISITI RICHIESTI DAL PUNTO 6.2.1 DELLE N.T.C. DM 14/01/2008 E/O DALLA D.G.R. IX 2616/2011
Allegato 6	MODULO 10-DICHIARAZIONE/ASSEVERAZIONE DELL'ESTENSORE DELLA RELAZIONE GEOTECNICA DI CONGRUITA' DEI CONTENUTI DELLA RELAZIONE GEOTECNICA AI REQUISITI RICHIESTI DAL PUNTO 6.2.2 DELLE N.T.C. DM 14/01/2008

1. PREMESSA E NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La presente relazione è finalizzata a definire gli elementi geologici, geotecnici e sismici ai sensi della D.G.R. n.IX/2616 del 30.11.2011 e del D.M. 14.01.2008 per la costruzione di quattro ville bifamiliari ("Comunità Alloggio Sociale Anziani"-C.A.S.A.) al margine sud-est dell'abitato di Lodi Vecchio (LO) in via Fregoni all'interno del Piano Attuativo ambito AT3-UMI2 (cfr. Fig.1, 2 e 3). In particolare, come visualizzato nelle planimetrie di progetto, a cui si rimanda per maggiori dettagli, le ville a pianta irregolare sono disposte specularmente a gruppi di due e sono costituite da due piani fuori terra (cfr. Fig.4, 5 e 6). Le fondazioni saranno rappresentate in prima analisi da una platea in c.a. Il rapporto è stato redatto con riferimento alle seguenti normative:

- D.M. 14 gennaio 2008-*Nuove norme tecniche per le costruzioni*
- D.M. 17 gennaio 2018-*Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni*
- Circolare 2 febbraio 2009 n.617 C.S.LL.PP.-*Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*
- OPCM n.3274 del 20 marzo 2003-*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zone sismiche*
- OPCM n.3519 del 28 aprile 2006-*Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle stesse zone*
- D.g.r. n. X/2129 dell'11 Luglio 2014-*Aggiornamento delle Zone sismiche in regione Lombardia (L.r. 1/2000, art.3, c.108, lett. d)*
- L.R. n.33 del 12 ottobre 2015-*Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche*

Fig.1-Foto aerea



Fig.4-Planivolumetrico

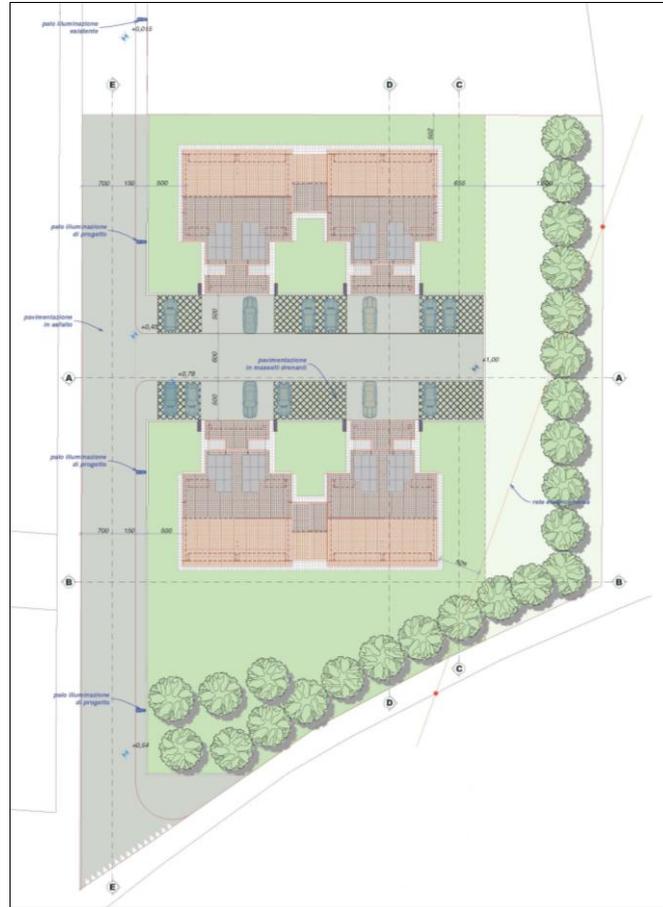
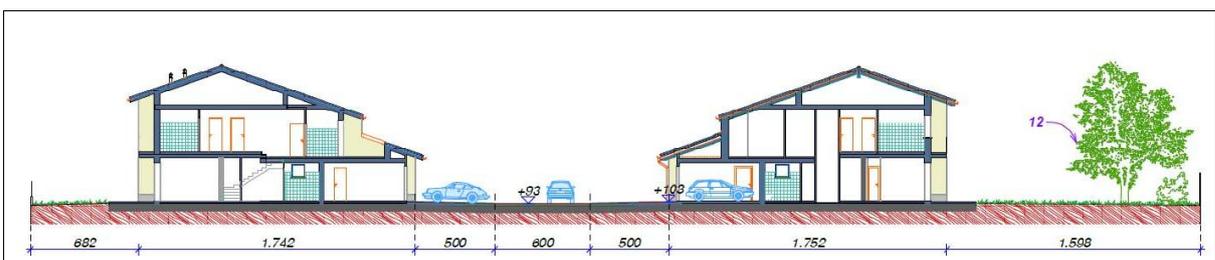


Fig.5-Sezione AA



Fig.6-Sezione DD



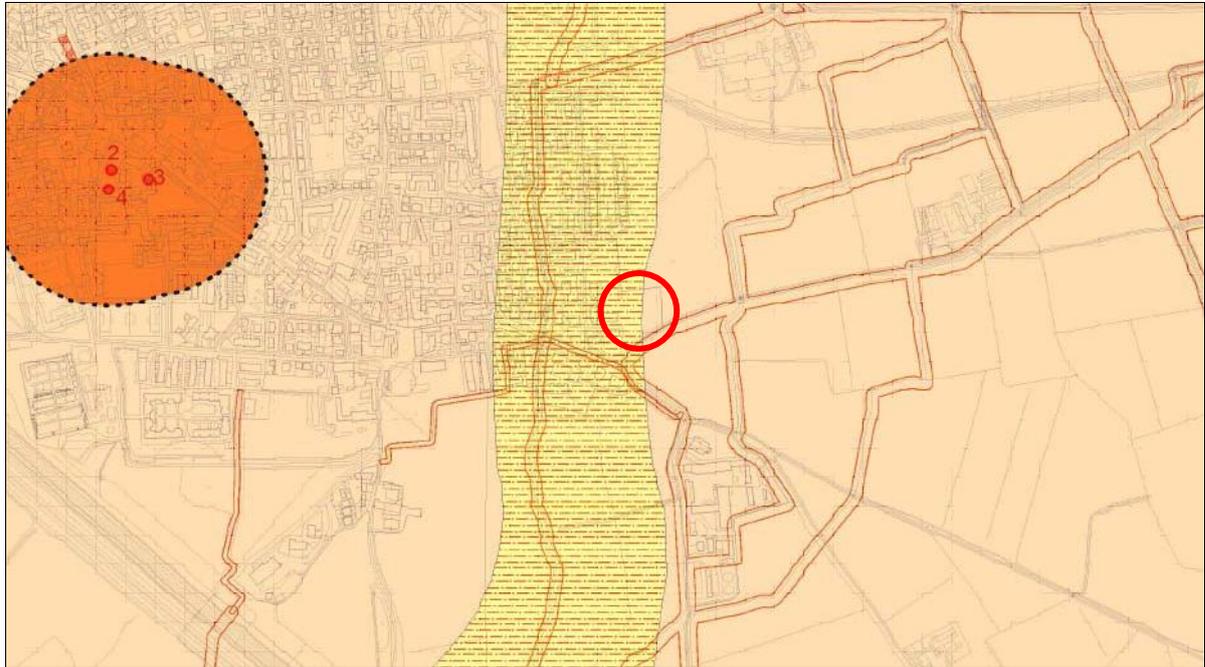
- D.G.R. n.X/5001 del 30 marzo 2016-*Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015)*
- D.P.R. n.380 del 6 giugno 2001-*Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia*
- D.G.R. n.IX/2616 del 30 novembre 2011-*Aggiornamento dei "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della l.r. 11 marzo 2005, n.12", approvati con d.g.r. 22 dicembre 2005, n.8/1566 e successivamente modificati con d.g.r. 28 maggio 2008, n.8/7374*
- D.G.R. n.X/6738 del 19 giugno 2017-*"Disposizioni regionali concernenti l'attuazione del Piano di Gestione dei Rischi di Alluvione (PGRA) nel settore urbanistico e di pianificazione dell'emergenza, ai sensi dell'art.58 delle norme di attuazione del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) del bacino del fiume Po così come integrate dalla variante adottata in data 7 dicembre 2016 con deliberazione n.5 dal comitato istituzionale dell'Autorità di Bacino del fiume Po*
- Norme Tecniche di Attuazione *Componente geologica, idrogeologica e sismica* del PGT

Il modello geologico e geotecnico del sottosuolo è stato definito con l'esecuzione in data 10.01.2018 di tre prove penetrometriche dinamiche SCPT (*Standard Cone Penetration Test*) e di tre analisi granulometriche su altrettanti campioni prelevati con campionamento a percussione. Il modello sismo-stratigrafico del sottosuolo è stato valutato mediante l'esecuzione in data 10.01.2018 di una prova geofisica tipo Re.mi./Masw, mentre la frequenza di vibrazione fondamentale del terreno propria del sito è stata definita attraverso la misura dei rapporti spettrali HVSR o metodo di Nakamura. Le suddette indagini sono state integrate con indagini analoghe (prove penetrometriche statiche e dinamiche) eseguite dallo scrivente e da altri Autori nell'abitato di Lodi Vecchio e con i dati riportati nella *Componente geologica, geotecnica e sismica* comunale redatta a supporto del PGT.

2. VINCOLI GEOLOGICI, IDROGEOLOGICI E IDRAULICI

Nella "*Componente geologica, idrogeologica e sismica*" del territorio comunale redatta a supporto del PGT, come indicato nella *Carta della fattibilità geologica delle azioni di piano* (cfr. Fig.7) l'area in esame ricade nella "*Classe 3-Fattibilità con consistenti limitazioni*" ed in particolare nelle sottoclassi 3a (*Aree a bassa soggiacenza della falda-*) e 3B (*Aree appartenenti al paleoalveo del Sillaro*). In tali aree valgono le prescrizioni riportate al capitolo 9 (*Norme geologiche di Piano e Classi di fattibilità*) della Relazione geologica del PGT, a cui si rimanda per maggiori dettagli. In particolare per la classe 3A le norme citano: "la progettazione di interventi edilizi di qualunque natura dovrà avvenire assumendo esplicitamente l'ipotesi di falda presente, almeno alcuni mesi dell'anno, alla profondità indicata nella allegata tavola 2 dalla quota naturale del piano campagna (considerata in assenza di riporti o depressioni artificiali), incrementata di 1,5 metri".

Fig.7-Componente geologica, idrogeologica e sismica PGT: stralcio Carta di fattibilità geologica



	sottoclasse 3 a - media e bassa soggiacenza della prima falda sull'intera superficie comunale
	sottoclasse 3 b - paleoalveo colo Sillaro - possibile presenza di terreni con caratteristiche geotecniche scadenti
	sottoclasse 3 c - scarpate di altezza > 2.5 m
	sottoclasse 3 d (area compresa tra le linee) fasce di rispetto del reticolo idrografico definito dallo studio comunale (reticolo principale, di bonifica e minore)

In presenza di opere o interventi che comportino scavi dal piano campagna a profondità non superiori quelle risultanti dal criterio sopra indicato, l'accertamento delle caratteristiche geologico tecniche dei terreni potrà avvenire secondo le modalità definite nel D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni".

Le aree appartenenti al paleoalveo del Sillaro (Classe 3B) sono caratterizzate dalla presenza di depositi fini scarsamente sovraconsolidati e distintamente più compressibili dei depositi circostanti. Per la Classe 3B le norme citano: "I progetti ricadenti in tale superficie sono sottoposti alle medesime prescrizioni della sottoclasse 3A, ma in aggiunta il progettista dovrà attestare che le indagini eseguite hanno tenuto conto della possibile presenza di depositi compressibili e di variazioni laterali dei parametri geotecnici più marcate di quelle presenti nel territorio circostante".

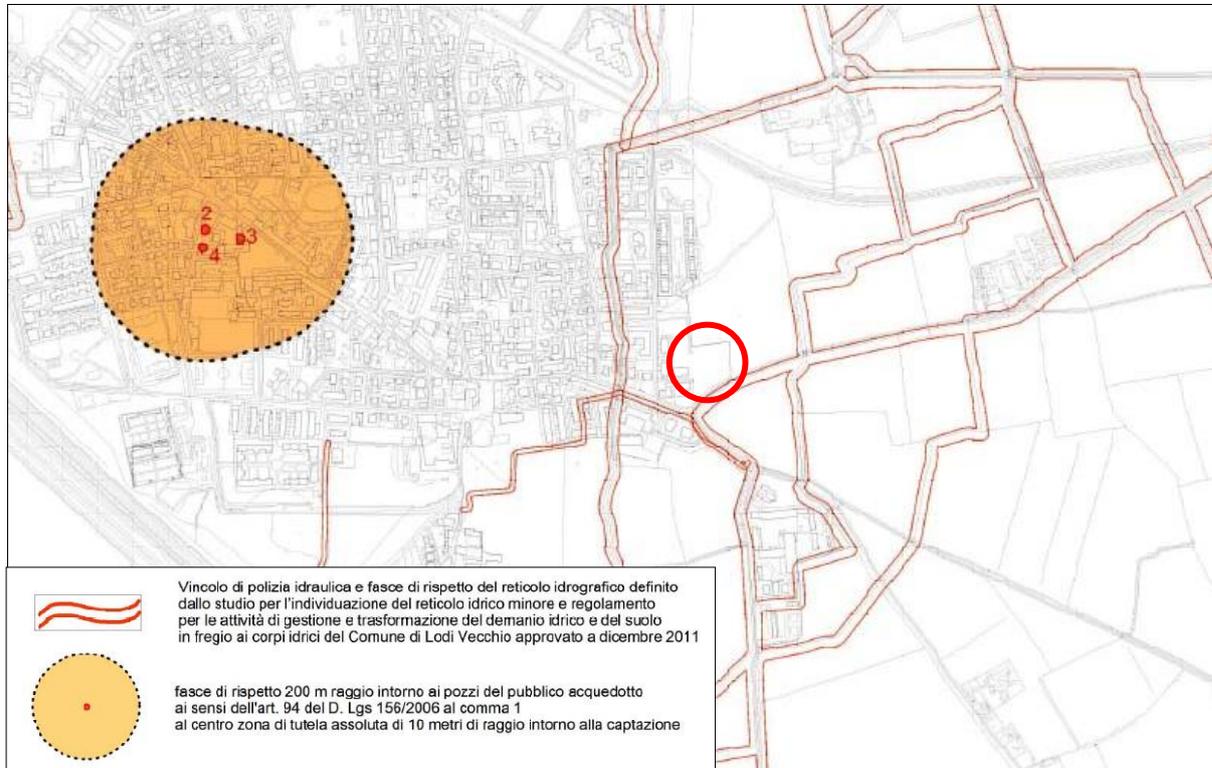
Con riferimento alla Tav.4-Carta dei vincoli (cfr. Fig.8) l'area non interferisce con le zone di rispetto dei pozzi ad uso idropotabile e con le aree di pertinenza idraulica dei corsi d'acqua appartenenti al reticolo idrografico minore.

COMUNE DI LODI VECCHIO (LO)

Realizzazione di quattro ville bifamiliari ("Comunità Alloggio Sociale Anziani"-C.A.S.A.) all'interno del Piano Attuativo ambito AT3-UMI2

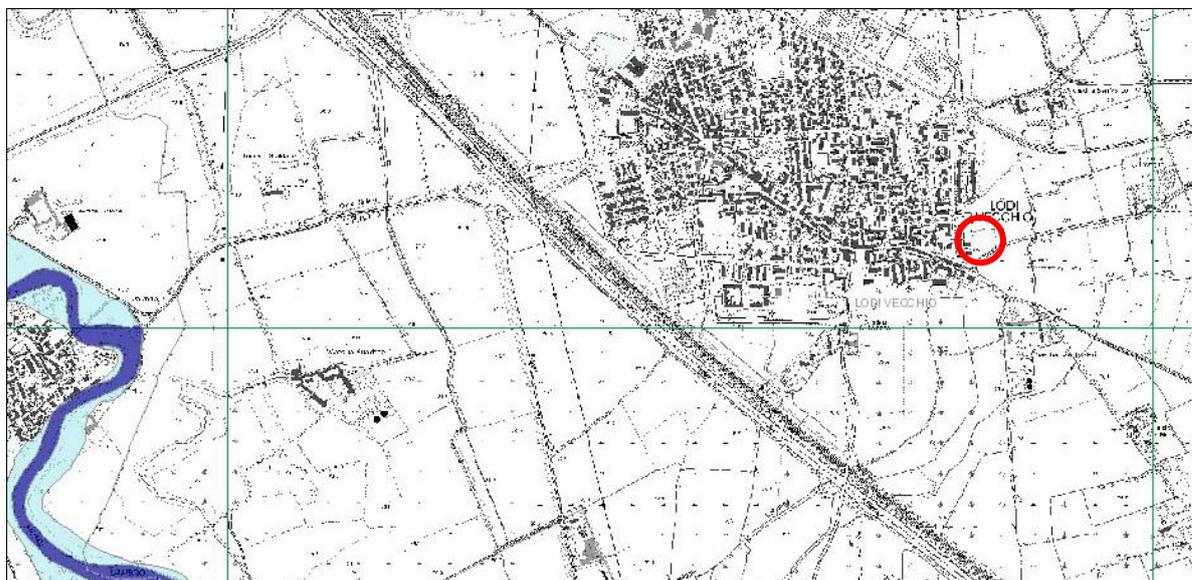
Relazione geologica (R1-R3) e Relazione geotecnica (R2) - D.G.R. n.IX/2616 30.11.2011 e D.M. 17.01.2018

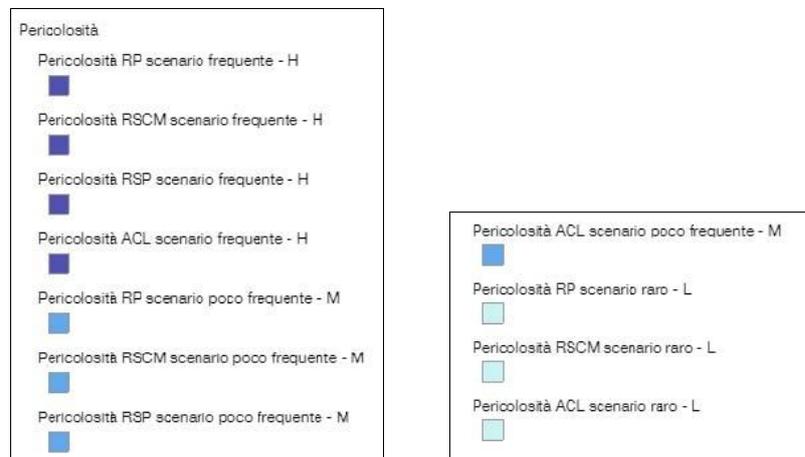
Fig.8-Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT-Stralcio Carta dei vincoli



L'intero abitato di Lodi Vecchio e di conseguenza la zona interessata dall'intervento edilizio non è soggetto a rischio idraulico come anche evidenziato nelle mappe delle *aree allagabili* (cfr. Fig.9) definite nel *Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni* (PGRA), predisposto in attuazione del D.lgs. 49/2010 di recepimento della Direttiva 2007/60/CE (cosiddetta "Direttiva Alluvioni").

Fig.9-Stralcio Mappa delle aree allagabili PGRA





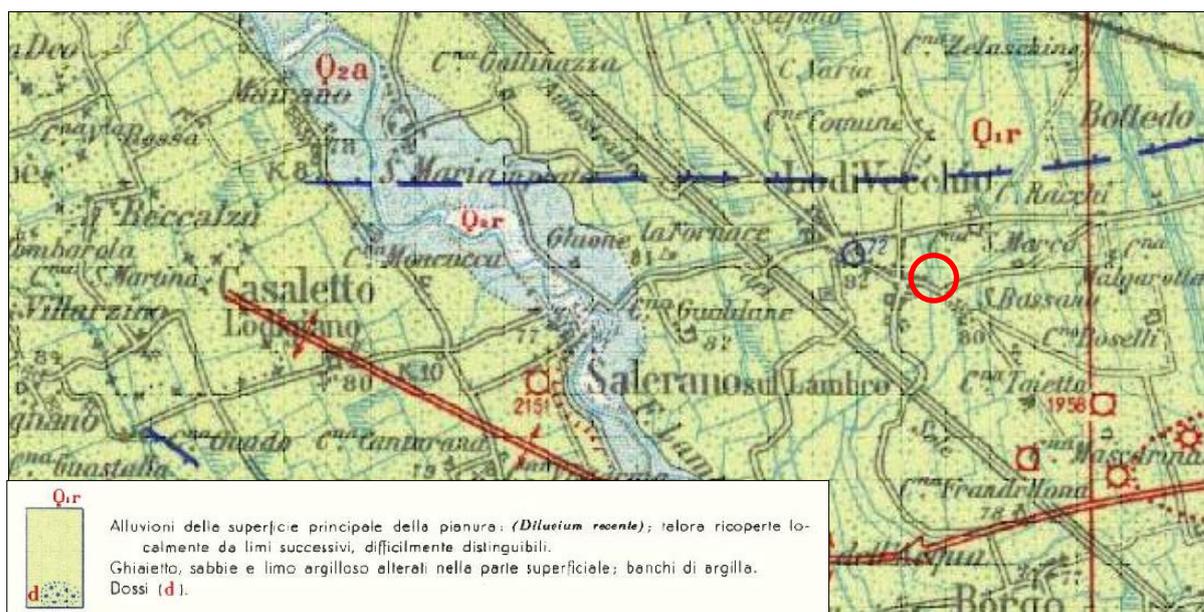
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO DEL SITO

3.1 Geologia e geomorfologia

Il contesto geologico generale in cui si inserisce l'area in oggetto è stato desunto dall'esame del Foglio 59 Pavia della Carta Geologica D'Italia alla scala 1:100.000 (cfr. Fig.10). L'area interessata dall'intervento edilizio è modellata nel *Ripiano Fondamentale della Pianura Padana* costituito da depositi quaternari antichi di origine fluvio-glaciale ed alluvionale indicati come "Fluviale o Diluvium recente"-**Q_{1r}**.

Si tratta di ghiaie in matrice sabbiosa e sabbioso limosa e sabbie con strato di alterazione limoso di ridotto spessore e con locali e discontinue intercalazioni di lenti limoso-sabbiose-argillose nei primi metri di profondità.

Fig.10-Carta geologica d'Italia, Fg.59 Pavia



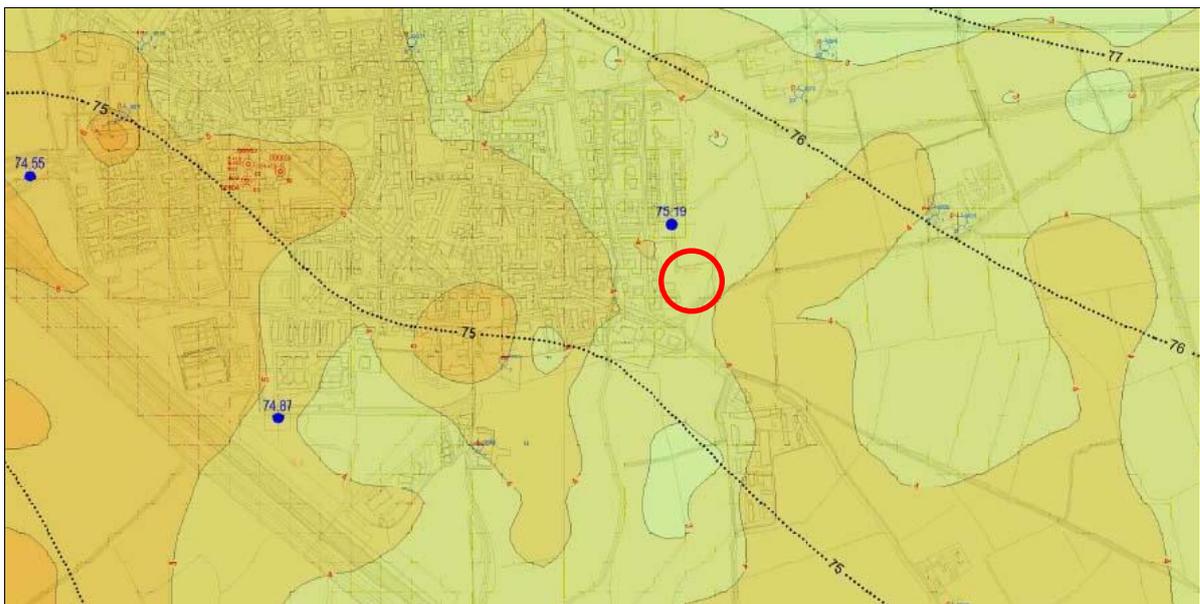
L'elemento morfologico più evidente è la traccia del Paleoalveo del Sillaro, lieve depressione sinuosa approfondita 1÷1.5 m e larga da 220 a quasi 400 m che si snoda per circa 6600 metri lungo l'asse mediano del territorio comunale. La porzione ovest dell'ambito di trasformazione AT3-UMI2 e quasi l'intera zona dove verrà realizzata la RSA ricade all'interno del paleoalveo.

3.2 Idrogeologia

Per quanto riguarda l'assetto idrogeologico i depositi sopra descritti sono sede di un primo acquifero di tipo freatico con direzione di flusso verso sud-ovest ossia verso l'asse drenante del F. Lambro. Nella *Componente geologica, idrogeologica e sismica* del PGT ed in particolare nella Tav.2-*Carta idrogeologica e soggiacenza media della falda freatica* (cfr. Fig.11) nell'area in oggetto la falda è posta ad una profondità media di 3÷4 m dal piano campagna. Durante l'esecuzione delle indagini in sito la falda è stata intercettata alla profondità di 3.20 m dal piano prova sopraelevato di circa 0.50 m dall'originario piano campagna. Considerando che le prove sono state eseguite nel mese di gennaio, periodo in cui la soggiacenza è prossima ai valori massimi annuali e che l'escursione media stagionale è di circa 1 m, la profondità minima della falda è di circa 2.20 m. Sulla base di quanto prescritto nelle Norme Geologiche di Piano il valore di progetto della falda deve essere però calcolato applicando, a favore di sicurezza, un'escursione di 1.5 m al valore misurato in sito in quanto rilevato nel periodo invernale di massima soggiacenza della stessa. Pertanto è stato assunto come valore di progetto della falda la profondità di 1.70 m dal piano campagna.

Con riferimento alla Tav.5-*Sintesi delle pericolosità-vulnerabilità geologiche* (cfr. Fig.12) della componente geologica del PGT l'acquifero è caratterizzato da un'alta vulnerabilità agli inquinamenti di origine superficiale per la mancanza, al suo tetto, di un orizzonte impermeabile sufficientemente potente ed esteso che lo protegga da infiltrazioni di materiali inquinanti.

Fig.11-Studio geologico allegato al PGT: stralcio Carta idrogeologica



COMUNE DI LODI VECCHIO (LO)

Realizzazione di quattro ville bifamiliari ("Comunità Alloggio Sociale Anziani"-C.A.S.A.) all'interno del Piano Attuativo ambito AT3-UMI2

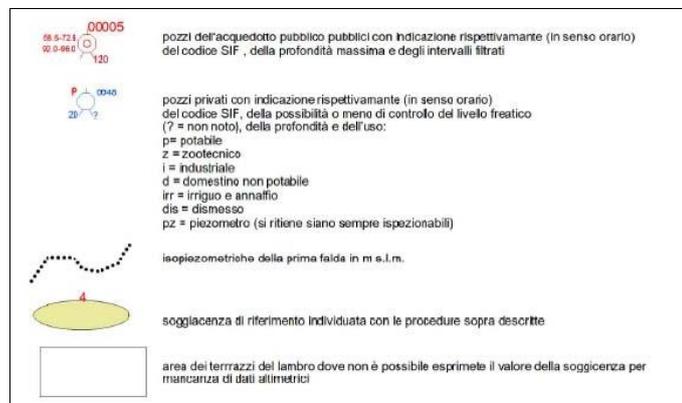
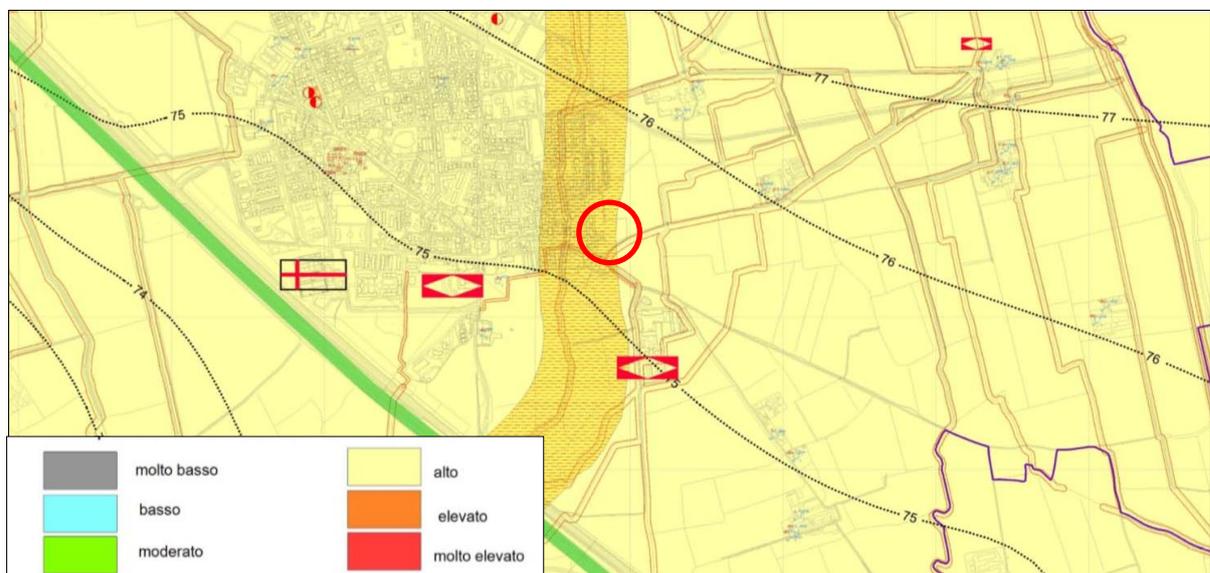
Relazione geologica (R1-R3) e Relazione geotecnica (R2) - D.G.R. n.IX/2616 30.11.2011 e D.M. 17.01.2018

Fig.12-Studio geologico allegato al PGT: stralcio Carta sintesi-vulnerabilità geologiche



4. INDAGINE GEOFISICA IN SITO

4.1 Generalità

Per la definizione delle caratteristiche sismiche del terreno di fondazione ossia del profilo stratigrafico secondo le categorie previste dalle NTC/18 attraverso la valutazione della Vs_{30} è stata eseguita una prova sismica condotta con due metodologie che possono essere considerate complementari:

- RE.MI - Refraction Microtremor
- MASW - Multichannel Analysis of Surface Waves

La valutazione della frequenza di vibrazione fondamentale del terreno è stata effettuata utilizzando il metodo dei rapporti spettrali HVSr (Horizontal to vertical spectral ratio) o metodo di Nakamura.

4.2 Prove per la definizione della V_{s30} (RE.MI e MASW)

La metodologia Re.mi. è una tecnica "passiva" in quanto si basa sulla registrazione del rumore sismico indotto dalle attività antropiche (traffico, fabbriche ecc.). E' adatta in ambienti fortemente antropizzati e consente elevate profondità di indagine, anche in presenza di terreni con bassa velocità delle onde di taglio (v_s), per la capacità di campionare basse frequenze. Al contrario non è adatta in ambienti poco "rumorosi" e vi è la possibilità di sovrastimare i valori di v_s in presenza di rumore fortemente direzionale non ortogonale allo stendimento sismico. Viceversa la metodologia MASW è una tecnica "attiva" in quanto si basa sulla registrazione del segnale sismico indotto da una massa battente. E' adatta in ambienti "non rumorosi" ed è caratterizzata da una buona capacità di definizione dei valori di v_s , soprattutto per quanto riguarda gli orizzonti più superficiali (primi 20÷30m). E' invece poco adatta in ambienti fortemente antropizzati e rumorosi, consente limitate profondità di indagine, in presenza di terreni con bassa velocità delle onde di taglio (v_s). Difficilmente, prima di realizzare l'indagine, è possibile valutare qual è la tecnica che può fornire i risultati migliori, quindi in campagna si procede con la realizzazione di entrambe le tecniche, e solo dopo, in fase di elaborazione, saranno confrontati i profili di velocità ottenuti. Come già accennato, la tecnica Masw consente di stimare in modo più preciso i valori di v_s degli orizzonti più superficiali, mentre il metodo Re.Mi. permette di ottenere una maggiore profondità d'indagine. In generale le tecniche, con i dovuti accorgimenti operativi, permettono di ottenere risultati, seppur parzialmente, "sovrapponibili", mentre solo in alcuni casi una tecnica si rileva "chiaramente" migliore dell'altra. L'ubicazione dello stendimento è visualizzata nella Foto 1 e nella Fig.28.

4.3 Strumentazione utilizzata

Il "Geode" è un sismografo modulare a 24 bit (cfr. Fig.13 e Foto 2) che rappresenta l'ultima frontiera dei sistemi di registrazione sismica combinando il meglio dei tradizionali sismografi Geometrics con la flessibilità di un sistema distribuito. Geode è un sismografo ad elevata dinamica (144 dB di range dinamico totale-105 dB istantanei a 2 msec di campionamento).

Foto 1-Ubicazione stendimento sismico



Grazie all'ampia banda d'ingresso (1.75÷20 kHz, con velocità di campionamento da 0.02 msec a 16 msec), esso è perfettamente idoneo per un'ampia gamma di applicazioni: sismica a rifrazione, sismica a riflessione (anche ad altissima risoluzione), monitoraggio di vibrazioni, applicazioni sismologiche, downhole e VSP. In acquisizione sono disponibili tutte le funzioni di filtri, pre-amplificazione, line-test e instrument-test, tipiche dei sistemi di registrazioni evoluti. Più precisamente l'attrezzatura utilizzata è composta da:

- Sismografo modulare Geode 3-1000+canali
- Massa battente da 10 Kg (*cfr.* Foto 3)
- Piastra di battuta in alluminio 15x15x2,5cm
- Batteria ricaricabile 12 V
- Cavo per sismica a rifrazione stranded, 130 m con 24 takeouts SPT-21 a 5 metri di intervallo e due code da 7.5 m l'una terminate con connettore Bendix 61S
- Geofoni GS20DX, 4.5 Hz verticali, 395 Ohm con puntale da 3" ed 1,5 m di cavo terminato con mueller clip singola MC-20-SP
- Computer portatile ACER.

Fig.13-Sismografo geode collegato al pc



Foto 2-Sismografo geode collegato al pc in acquisizione durante la prova sismica Masw/Re.mi.

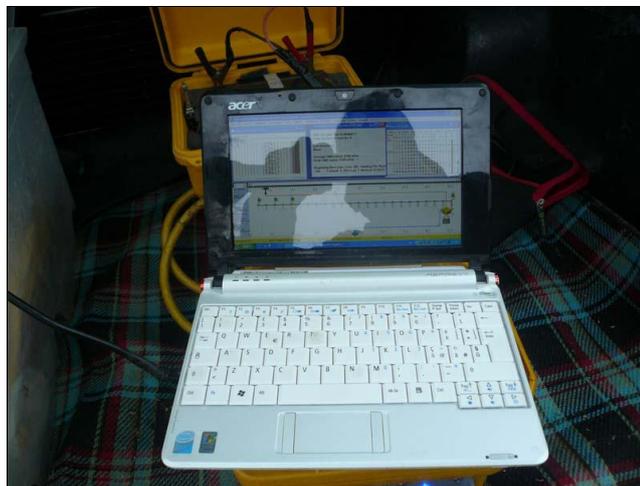


Foto 3-Massa battente



4.4 "Masw" (Multichannel Analysis of Surface Waves)

Il metodo Masw è una tecnica di indagine non invasiva (non è necessario eseguire perforazioni o scavi e ciò limita i costi), che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali v_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione. La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi. Le onde superficiali generate in un punto sulla superficie del suolo sono misurate lungo uno stendimento lineare di sensori. Il metodo consente generalmente, di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente, nel range di frequenze compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi dà informazioni sulla parte più superficiale del suolo, sui primi 20÷30 m, in funzione della rigidità del suolo. L'elaborazione dei dati con il metodo MASW prevede tre fasi di lavoro:

- 1. la prima fase prevede il calcolo della velocità di fase (o curva di dispersione) apparente sperimentale*
- 2. la seconda fase consiste nel calcolare la velocità di fase apparente numerica*
- 3. la terza ed ultima fase consiste nell'individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali v_s , modificando opportunamente lo spessore h , le velocità delle onde di taglio V_s e di compressione v_p (o in maniera alternativa alle velocità v_p è possibile assegnare il coefficiente di Poisson), la densità di massa degli strati che costituiscono il modello del suolo, fino a raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale e la velocità di fase (o curva di dispersione) numerica corrispondente al modello di suolo assegnato.*

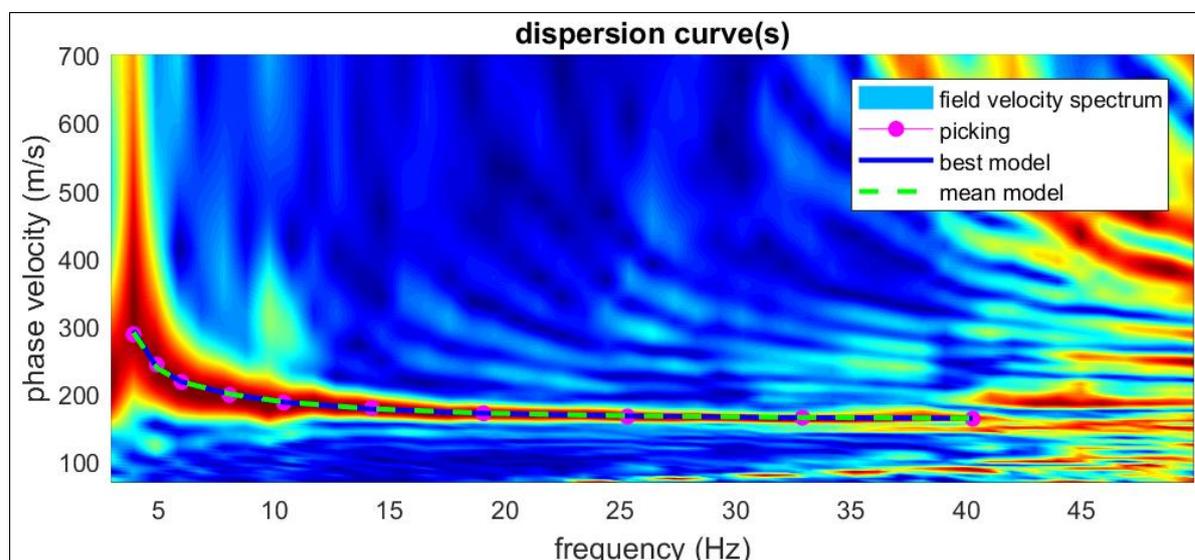
Il modello di suolo e quindi il profilo di velocità delle onde di taglio verticali possono essere individuati con procedura manuale o con procedura automatica o con una combinazione delle due. Generalmente si assegnano il numero di strati del modello, il coefficiente di Poisson, la densità di massa e si variano lo spessore h e la velocità v_s degli strati. Nella procedura manuale l'utente assegna per tentativi diversi valori delle velocità v_s e degli spessori h , cercando di avvicinare la curva di dispersione numerica alla curva di dispersione sperimentale.

Nella procedura automatica la ricerca del profilo di velocità ottimale è affidata ad un algoritmo di ricerca globale o locale che cerca di minimizzare l'errore tra la curva sperimentale e la curva numerica. In genere quando l'errore relativo, tra curva sperimentale e curva numerica è compreso tra il 5% e il 10% si ha un soddisfacente accordo tra le due curve e il profilo di velocità delle onde di taglio v_s e quindi il tipo di suolo sismico conseguente rappresentano una soluzione valida da un punto di vista ingegneristico.

Per quanto riguarda le modalità esecutive della prova è stato utilizzato uno stendimento costituito da un allineamento di 15 geofoni spazati di 5 m. La lunghezza delle registrazioni è stata di 1 sec, con un passo di campionamento di 0.250 ms. L'energizzazione, realizzata a distanze di 5 e 10 m dal primo geofono è stata ottenuta con una massa battente di 10 Kg.

Il software utilizzato per l'elaborazione dei dati è il "winMASW" Academy della Eliosoft. In una prima fase è stata calcolata la velocità di fase apparente sperimentale. In una seconda si è estrapolata la curva di dispersione sperimentale e nella terza ed ultima fase si è individuato il profilo di velocità delle onde di taglio verticali v_s , modificando opportunamente lo spessore h , le velocità delle onde di taglio v_s e di compressione v_p (o in maniera alternativa alle velocità v_p è possibile assegnare il coefficiente di Poisson), la densità di massa degli strati che costituiscono il modello del suolo, fino a raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la curva di dispersione sperimentale e la curva di dispersione teorica corrispondente al modello di velocità assegnato.

Fig.14-Spettro velocità di fase e curva di dispersione prova Masw



4.5 "Re.mi." (Refraction microtremor)

Le tecniche correntemente utilizzate (Down-Hole, Cross-Hole) per la stima delle velocità delle onde di taglio per caratterizzare un sito sotto il profilo della risposta sismica, dovendo necessitare di almeno un foro di 30 m nel quale eseguire la prova, sono normalmente troppo onerose per essere impiegate come indagine di routine negli studi di microzonazione e di classificazione dei profili stratigrafici dei suoli di fondazione per progettazioni di opere non concentrate in areali ristretti.

Altre metodologie d'indagine indiretta per la determinazione delle velocità delle onde di taglio v_s , quale la sismica a rifrazione in SH, sono limitate dalla incapacità di rilevare livelli a bassa velocità sismica sottostanti a livelli a velocità sismica più elevata, che rappresentano i casi invece più significativi per la determinazione del profilo di velocità v_s . Presentano altresì lo svantaggio di una tecnica di acquisizione non semplice, avendo la necessità di generare in superficie onde direzionali con apposite attrezzature, e di richiedere dispositivi di acquisizione relativamente lunghi per garantire la profondità d'indagine dei 30 m, ma soprattutto di dover operare in ambienti con poco rumore di fondo, di fatto praticamente impossibile da riscontrare in ambiti urbanizzati, industriali, o in adiacenza a strade o a linee ferroviarie, come il caso in esame.

Altre metodologie di prospezione, quali le prove di misura di onde di superficie SASW (Spectral Analysis of Surface Waves), o le prove MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), pur avendo capacità di discriminare livelli lenti all'interno di unità sismiche più veloci, hanno anch'esse la necessità di ambienti relativamente tranquilli per l'acquisizione e, comunque presentano metodologie di rilievo sicuramente laboriose e complesse. La tecnica di prospezione "Refraction Microtremor" (Re.Mi) utilizzata capovolge il concetto comune del parametro "segnale-disturbo", per il quale tradizionalmente il primo (segnale) ha necessità di essere rilevato in condizioni favorevoli quindi in assenza o scarsità di rumore.

Viceversa, in presenza di forte rumore di fondo (es. ambiente urbano), le tradizionali rilevazioni sismiche hanno sempre trovato una condizione di difficile applicazione a causa della difficoltà di discriminare il segnale dal rumore.

Con questa tecnica, il disturbo, il "noise" ambientale diventa il segnale utilizzato per la caratterizzazione sismica. Sono i microtremori (rumore di fondo generato dal traffico stradale, ferroviario e comunque il rumore presente costantemente in ambito urbanizzato) a costituire la sorgente di energia utile allo scopo.

Numerose sperimentazioni hanno consentito di appurare che le registrazioni del rumore di fondo ambientale, effettuate con uno stendimento sismico normalmente utilizzato per la sismica a rifrazione, possono essere utilizzate, con opportune procedure di acquisizione e elaborazione, per stimare la velocità delle onde di taglio (v_s) fino a profondità che possono essere superiori a 100 m.

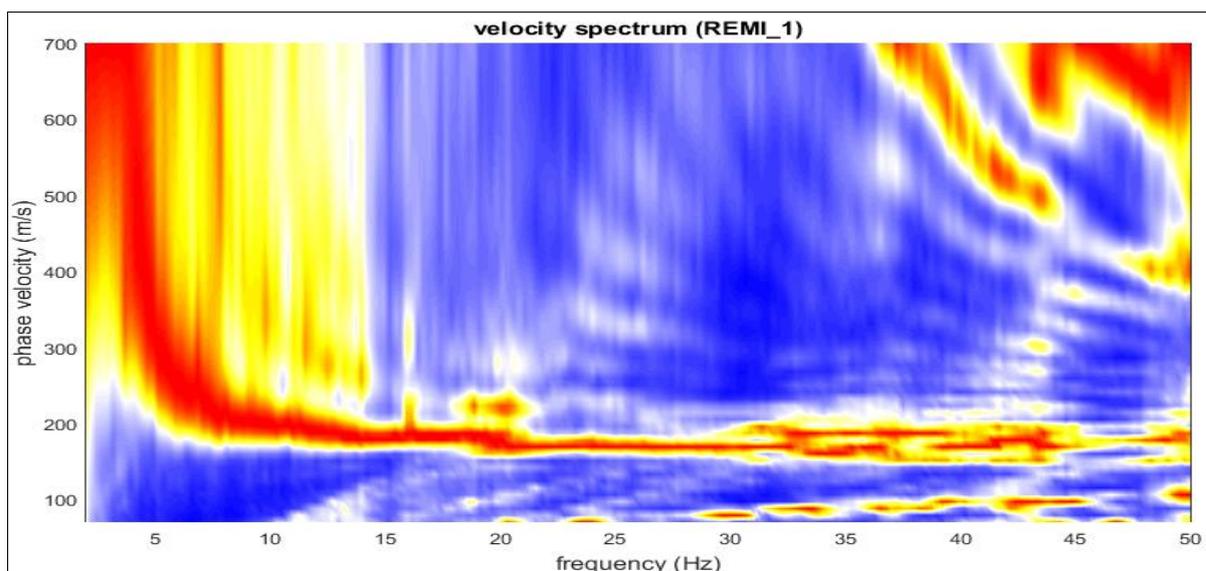
La metodologia d'indagine più applicata per la determinazione del profilo verticale di velocità delle onde di taglio v_s , è stata proposta e sperimentata da J.N.Louie del Seismological Laboratory and Dept. of Geological Sciences dell'Università del Nevada, ed è basata su due aspetti fondamentali:

- uno pratico, rappresentato dal fatto che alcuni sistemi di acquisizione di sismica a rifrazione (con dinamica a 24 bit) sono in grado di registrare onde di superficie con frequenze fino a 2 Hz per intervalli di tempo sufficientemente lunghi (30 sec);
- uno teorico, sulla base del quale una semplice trasformata bidimensionale (p-f) slowness-frequency della registrazione di un rumore di fondo (microtremor) è in grado di separare le onde di Rayleigh (onde di superficie) da altri tipi di onde che compongono il sismogramma, rendendo possibile il riconoscimento delle vere velocità di fase dalle velocità apparenti.

L'acquisizione dei dati per la definizione della v_{s30} è stata svolta tramite l'acquisizione e la registrazione del noise ambientale impiegando geofoni da 4.5 Hz ed un acquisitore digitale multicanale a 24 canali con dinamica a 24 bit. E' stato acquisito lo stesso profilo della prova "Masw", costituito da uno stendimento di 15 geofoni equispaziati di 5 m. Sono stati raccolti oltre 15 records di lunghezza di 30 s. con campionamento ogni 2ms.

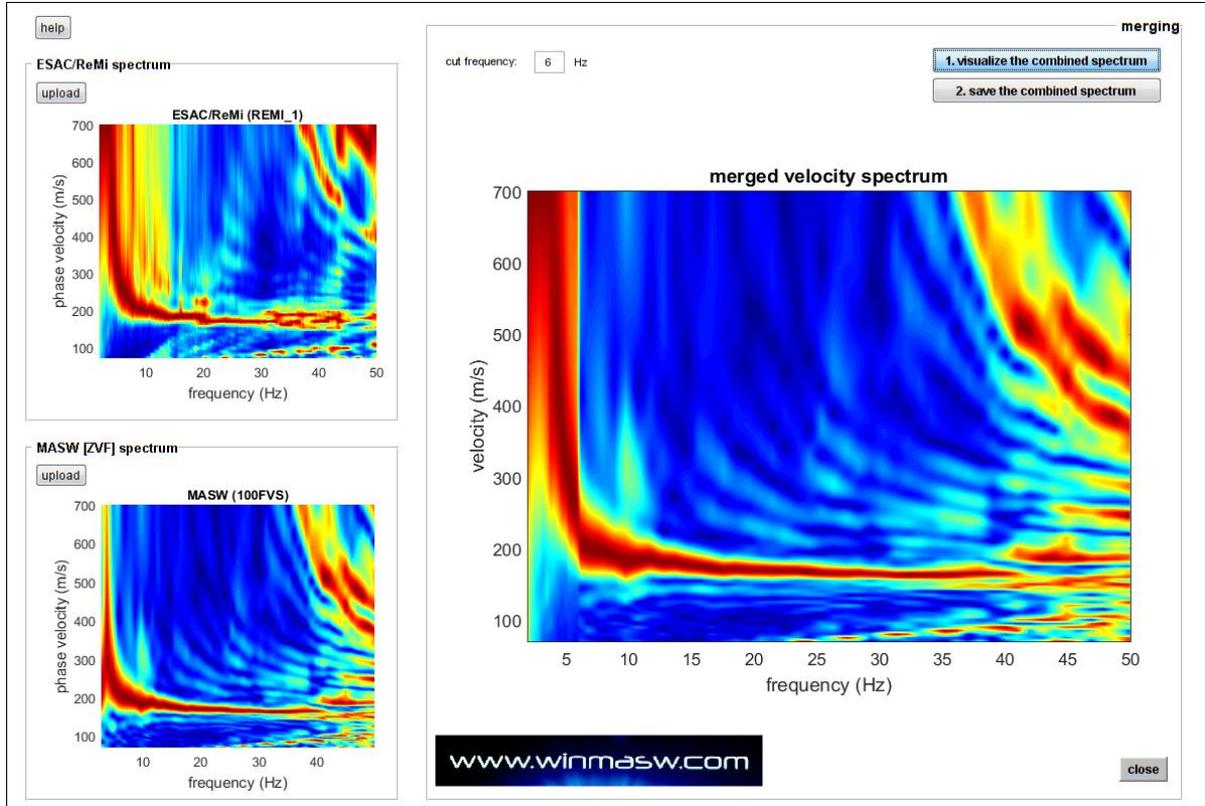
Il software di elaborazione utilizzato è il winMASW Academy prodotto dalla Eliosoft. Come già accennato, l'approccio utilizzato prevede l'elaborazione "congiunta" delle prove Re.Mi e Masw. Come prima fase è stata eseguita un'analisi spettrale dei sismogrammi della prova Re.Mi.

Fig.15-Analisi spettrale della prova Re.mi. con proiettata la curva di dispersione della prova Masw



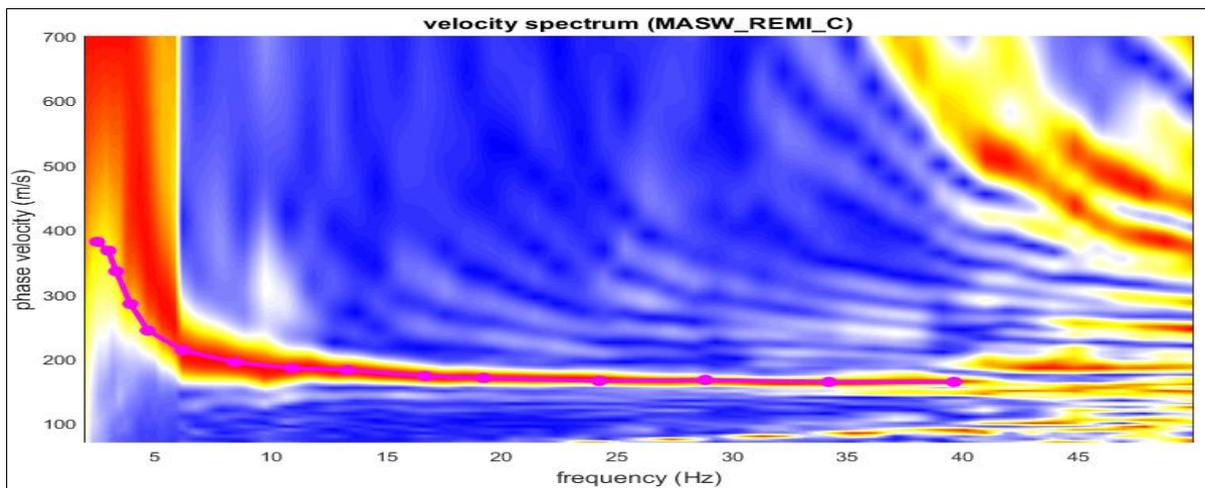
In seguito sono stati "combinati" gli spettri derivati dalla prova "Masw" e da quella "ReMi" in modo da ottenere uno spettro di velocità "congiunto".

Fig.16-Combinazione degli spettri di velocità derivati dalle prove attive e passive



Infine è stata estrapolata la curva di dispersione congiunta Masw-Remi che ha consentito di ricavare il profilo di velocità Vs del sito (cfr. Fig.17)..

Fig.17-Curva di dispersione derivata dallo spettro di velocità combinato



4.6 Misura dei rapporti spettrali HVSR - horizontal to vertical spectral ratio (ipotesi di Nakamura)

Il metodo dei rapporti spettrali di singola stazione (HVSR) è largamente utilizzato in paesi con elevato rischio sismico quali il Giappone per la stima degli effetti di amplificazione di sito. Il microtremore, un'impercettibile oscillazione naturale del suolo, è presente in qualsiasi punto della superficie terrestre e consiste per lo più nelle onde sismiche prodotte dal vento e dal moto ondoso marino negli strati superficiali della Terra. Anche le attività umane (industrie, traffico stradale ecc.) possono produrre localmente microtremore, ma in genere tale segnale viene attenuato piuttosto rapidamente a causa delle sue caratteristiche di alta frequenza. È interessante evidenziare come il microtremore agisca da oscillatore naturale e quindi permetta, tramite adeguata strumentazione, la misura diretta delle frequenze di vibrazione dei terreni e dei manufatti.

La tecnica utilizzata, proposta da Nakamura (Nakamura, Y., 1989, A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. QR of RTRI, Vol. 30, No.1, 25-33) per lo studio delle amplificazioni di sito assume che i microtremori consistano principalmente di onde di Rayleigh che si propagano in un singolo strato sofficie su semispazio e che la presenza di questo strato sia la causa dell'amplificazione al sito. Tale tecnica permette di separare i termini di sorgente-percorso e di sito tramite i rapporti tra le componenti del moto, senza utilizzare alcun sito di riferimento. Le ipotesi su cui si basa la tecnica di Nakamura sono le seguenti:

- *i microtremori sono generati da sorgenti locali, e non da sorgenti profonde i cui contributi sono trascurabili;*
- *le sorgenti dei microtremori in superficie non influenzano i microtremori alla base dello strato considerato;*
- *la componente verticale del moto non risente di effetti di amplificazione locale;*
- *il picco visibile nei rapporti H/V (rapporto tra l'ampiezza spettrale della componente orizzontale e l'ampiezza spettrale della componente verticale) è indipendente dalle caratteristiche della sorgente del rumore ed è invece fortemente dipendente dalle condizioni stratigrafico-litologiche del terreno. Tale picco è inoltre ben correlato con la frequenza fondamentale di vibrazione del terreno soggetto alla propagazione di onde S verticali e con il picco fondamentale delle curve di dispersione delle onde di Rayleigh.*

Le principali applicazioni delle prove H/V si possono così sintetizzare:

- misura delle frequenze di risonanza dei suoli;
- effetti di sito e microzonazione sismica (curve H/V, metodo di Nakamura);
- stratigrafia sismica passiva;
- v_{s30} da fit vincolato della curva H/V;
- segnalazione dei possibili fenomeni di doppia risonanza suolo-struttura.

Di particolare importanza è la frequenza di vibrazione del sito, caratterizzata dal maggiore rapporto di ampiezze H/V nell'intervallo di frequenze di interesse ingegneristico (frequenze generalmente inferiori a 15 Hz), denominata frequenza fondamentale di vibrazione f_0 .

Particolarmente pericolosi sono i fenomeni di doppia risonanza, cioè la corrispondenza tra le frequenze fondamentali del segnale sismico così come trasmesso in superficie e quelle dei manufatti ivi edificati. Infatti la coincidenza di risonanza tra terreno e struttura dà luogo alla massima amplificazione con conseguenze a dir poco gravose. E' possibile poi determinare la profondità degli strati sismici mediante la misura diretta delle frequenze di vibrazione, associata alla misura delle velocità delle onde s tramite la relazione:

$$f_0 = v_s / 4H$$

dove v_s è la velocità media delle onde s e H è la profondità della discontinuità sismo-stratigrafica. A causa della pesante non univocità della soluzione, una modellazione del solo HVSR, in mancanza di un solido ancoraggio stratigrafico e senza quantitative informazioni sulle Vs ottenute da misure Masw-Esac-ReMi. o da altri metodi da prove in foro (Cross-Hole, Down-Hole), non risulta affidabile per la determinazione del profilo di velocità delle onde S e quindi della valutazione della V_{S30} .

4.6.1 Strumentazione utilizzata e modalità di acquisizione

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromografo digitale della ditta Micromed S.r.l. (cfr. Foto 4 e 5), modello "Tromino ENGY", che rappresenta la nuova generazione di strumenti ultra leggeri e ultra compatti in alta risoluzione adatti a tali misurazioni. Lo strumento racchiude al suo interno 3 terne (2 di velocimetri e l'altra di accelerometri) di sensori ortogonali tra loro e con possibilità di campionamento nell'intervallo di frequenze compreso tra 0.1 e 256 Hz. In questo caso la registrazione ha avuto una lunghezza di 20 minuti con un campionamento a 128 Hz.

Foto 4 e 5-Tromino



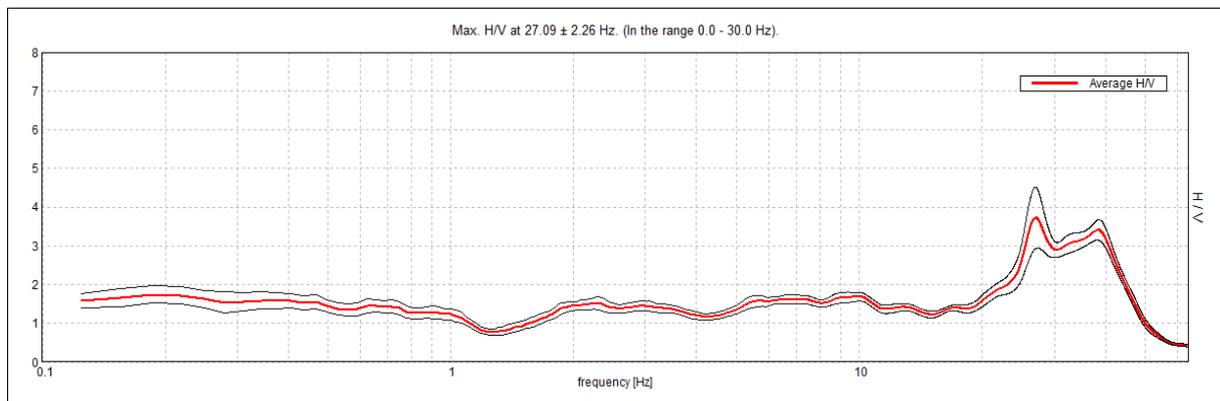
4.6.2 Elaborazione ed analisi dei dati

Per l'elaborazione dei dati sismici è stato utilizzato il software "Grilla". Il programma consente di effettuare:

- Analisi spettrale completa delle tracce, calcolo delle curve H/V per la determinazione delle frequenze di risonanza del sottosuolo;
- Procedure di pulizia delle tracce nel dominio del tempo e delle frequenze;
- Test sulla significatività dei picchi secondo le linee guida europee (*Criteri Sesame*);
- Determinazione delle frequenze dei modi di vibrare delle strutture con rimozione dell'effetto di sottosuolo;
- Creazione di un report automatico con tabelle e illustrazioni (*cf.* All.2).

Con riferimento al grafico del rapporto H/V riportato in Fig.18 nell'intervallo di frequenze di interesse ingegneristico (1÷10/15Hz) non sono stati rilevati picchi del rapporto H/V significativi. Il valore del rapporto H/V, sempre inferiore a 2, testimonia l'assenza di contrasti d'impedenza sismica elevati nella successione litostratigrafica.

Fig.18-Grafico del rapporto H/V della prova HVSr1



5. MODELLO SISMICO E PARAMETRI DINAMICI DEL SOTTOSUOLO

Il modello sismico del sottosuolo è stato definito sulla base della variazione con la profondità della velocità delle onde di taglio v_s ricavata con la prova sismica Masw/Re.mi. Si riporta qui di seguito la stratigrafia sismica del sottosuolo indagato e nel grafico di figura 19, meglio visualizzato in All.1, il relativo profilo di velocità delle onde di taglio v_s .

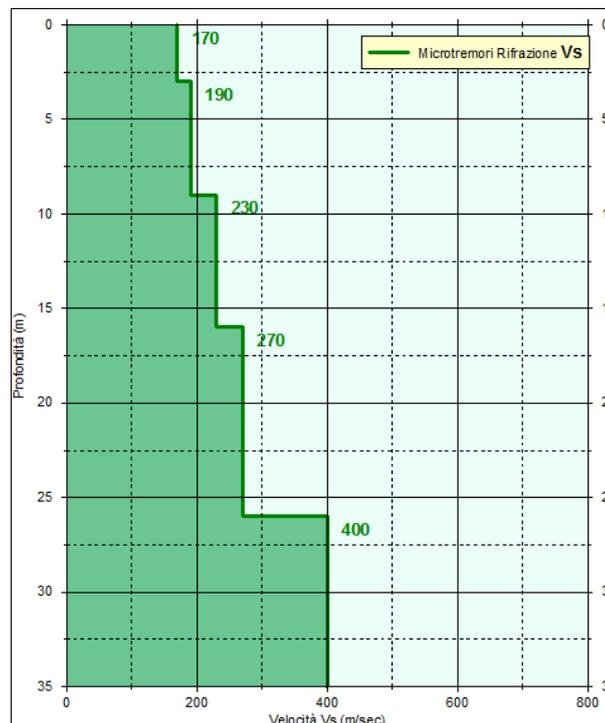
STRATO 1:	prof. da 0.00÷3.00 m	$v_s = 170$ m/s
STRATO 2:	prof. da 3.00÷9.00 m	$v_s = 190$ m/s
STRATO 3:	prof. da 9.00÷16.00 m	$v_s = 230$ m/s
STRATO 4:	prof. da 16.00÷26.00 m	$v_s = 270$ m/s
STRATO 5:	prof. da 26.00÷35.00 m	$v_s = 400$ m/s

La determinazione della categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione in accordo con quanto indicato nelle NTC/2018 è stata eseguita con il valore V_{S30} ricavato con la prova sismica RE.MI. calcolato con la seguente relazione:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove H_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori. I valori di V_{S30} fino a 5 m di profondità e il corrispondente tipo di suolo sono riportati nella seguente tabella.

Profondità da p.c. [m]	Intervallo da p. cortile [m]	V_{S30} [m/s]	Categoria suolo [-]
0	0 ÷ -30	237	C
1	-1 ÷ -31	243	C
2	-2 ÷ -32	250	C
3	-3 ÷ -33	257	C
4	-4 ÷ -34	264	C
5	-5 ÷ -35	270	C

Fig.19-Grafico profilo v_s 

Dai risultati si evince che ai terreni dell'area in esame corrisponde la categoria di suolo di fondazione di Tipo C ovvero "depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s".

Sulla base della variazione con la profondità della v_s sono stati determinati con le relazioni sotto indicate il modulo dinamico di taglio G_0 ed il modulo elastico dinamico E_0 a piccole deformazioni dove γ è il peso di volume naturale, g è l'accelerazione di gravità (9.81 m/s^2). Per il calcolo di E_0 il coefficiente di *Poisson* ν è stato assunto pari 0.3. L'andamento con la profondità dei parametri dinamici G_0 ed E_0 è riportato nei grafici di Fig.20 e 21.

$$G_0 = \frac{\gamma}{g} \cdot v_s^2 \qquad E_0 = 2 \cdot G_0 \cdot (1 + \nu)$$

Strato sismico [-]	Profondità [m]	V_s [m/s]	G_0 [MPa]	E_0 [MPa]
STRATO 1	0.00÷3.00	170	53	138
STRATO 2	3.00÷9.00	190	66	172
STRATO 3	9.00÷16.00	230	97	252
STRATO 4	16.00÷26.00	270	134	348
STRATO 5	26.00÷35.00	400	294	764

Fig.20-Grafico modulo dinamico di taglio G_0

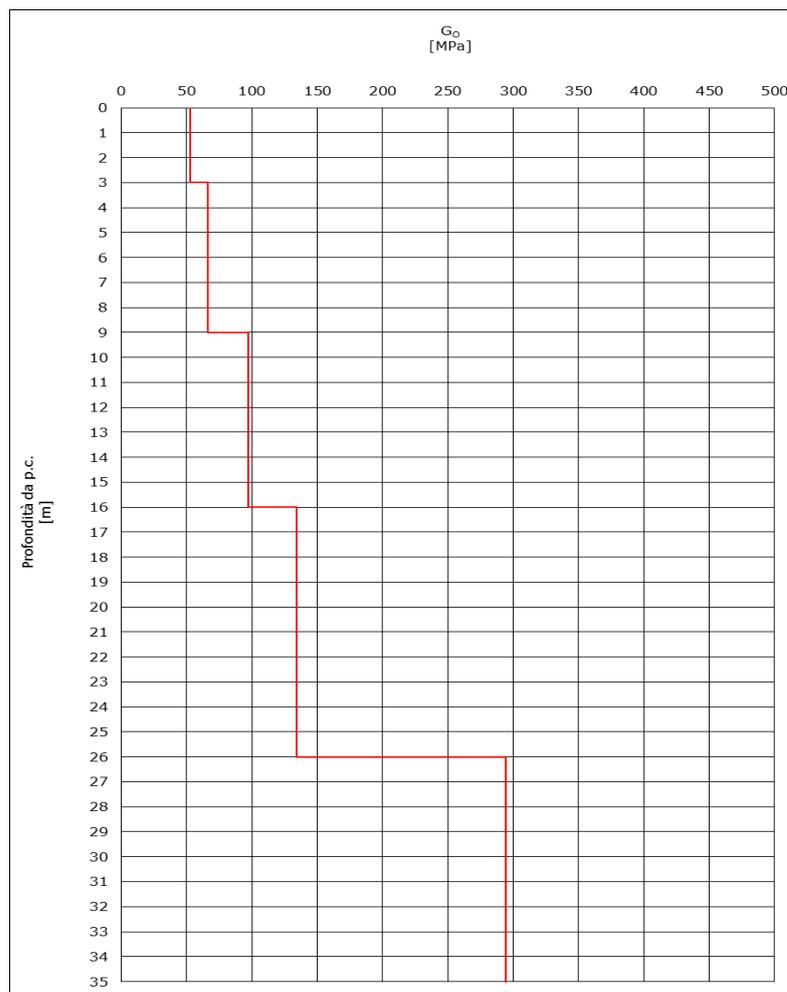
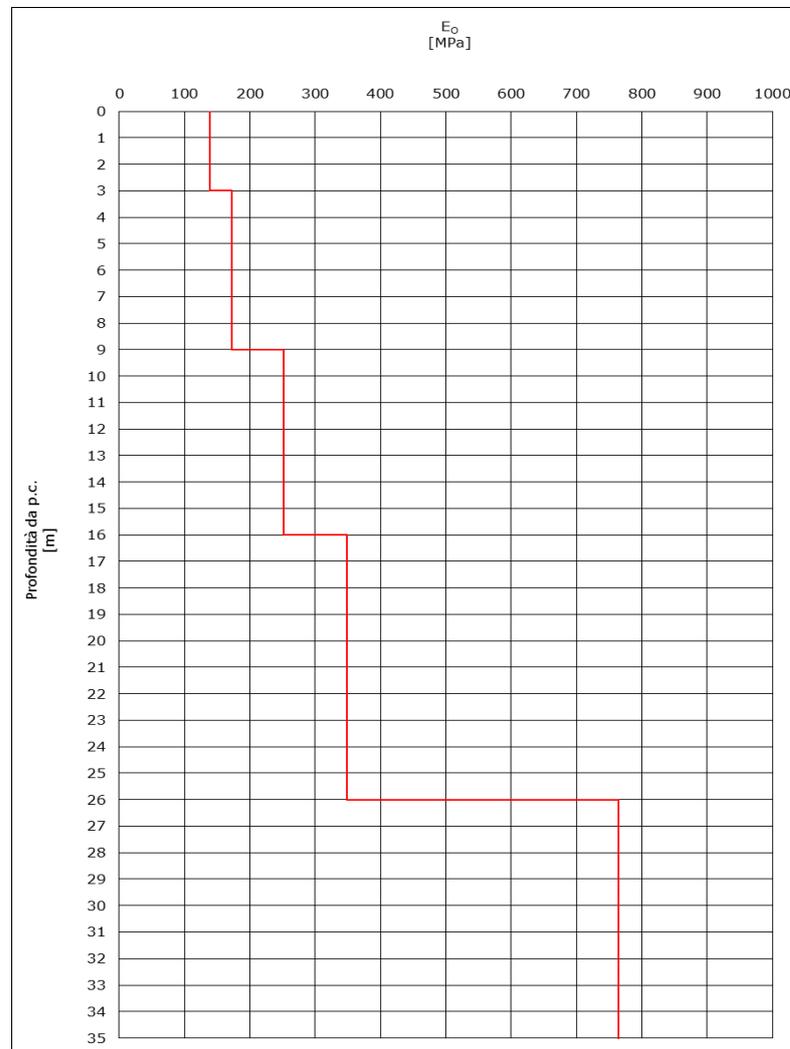


Fig.21-Grafico modulo elastico dinamico E_0 

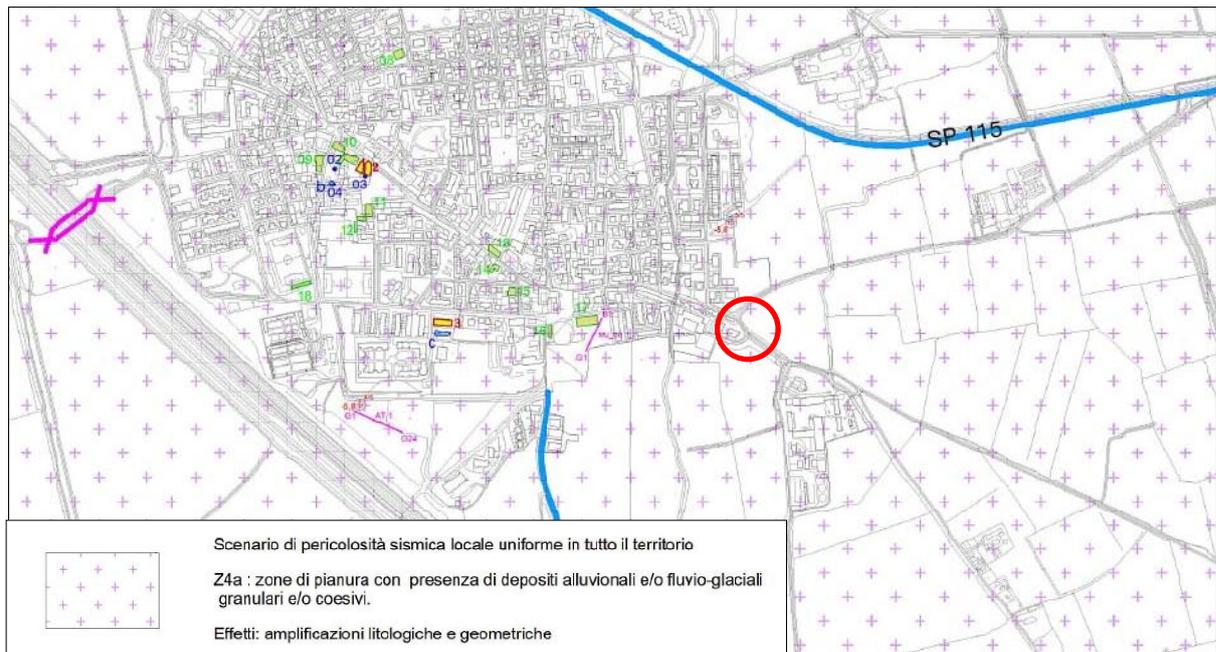
6. PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

Per quanto riguarda il rischio sismico sulla base di quanto riportato nella D.g.r. n. IX/2616 del 30 novembre 2011 e di quanto indicato nella *Carta di pericolosità sismica locale* della Componente geologica del PGT l'area interessata dall'intervento edilizio appartiene allo scenario di Pericolosità Sismica Locale PSL Z4a- *Zona di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi* (cfr. Fig.22) soggetta in caso di eventi sismici a fenomeni di amplificazioni litologiche e geometriche.

Con la D.g.r. n.X/2129 dell'11 Luglio 2014, entrata in vigore il 10 aprile 2016, la Regione Lombardia ha approvato la nuova classificazione sismica dei comuni lombardi. Nel caso specifico al comune di Lodi Vecchio è stata attribuita la zona sismica 3 con un'accelerazione orizzontale massima al suolo $a_{g, 475}$ pari a 0.068863 g.

Sulla base di quanto indicato nel paragrafo 1.4.3 della delibera della giunta regionale n.IX/2616 del 30 novembre 2011 per gli scenari PSL Z4 ricadenti in zone sismiche 3 è obbligatorio per tutti gli edifici eseguire una verifica di secondo livello finalizzata a valutare l'amplificazione sismica locale.

Fig.22-Studio geologico allegato al PGT :stralcio Carta di pericolosità sismica locale



Per quanto riguarda la massima intensità macrosismica I_{max} (che rappresenta una misura degli effetti che il terremoto ha prodotto sull'uomo, sugli edifici e sull'ambiente) si fa generalmente riferimento alla classificazione del Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti GNDT dove nel database del GNDT per tutte le regioni distinti per comuni vengono riportati i valori dell'intensità macrosismica MCS. Per il comune di Lodi Vecchio il valore $I_{max} \leq 6$.

La storia sismica di Lodi Vecchio non è nota direttamente perché i cataloghi macrosismici non comprendono dati provenienti da questa località, ma è definibile dalle informazioni storiche provenienti dai comuni di Lodi, Codogno e Pavia riassunte nel catalogo DBMI04. Il terremoto conosciuto di maggiore intensità con epicentro nel lodigiano, denominato LODIGIANO, è avvenuto il 15 maggio 1951 con epicentro circa 1.2 km a NE di Ossago (Latitudine 45.254° Longitudine 9.550° $I_{max}=6\div 7$ e $Mw=5.24$) e 11 Km a SE di Lodi Vecchio.

7. VALUTAZIONE DEL FATTORE DI AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE AI SENSI DELLA D.G.R. N. IX/2616 DEL 30.11.2011 (APPROFONDIMENTO SISMICO DI II° LIVELLO)

La valutazione dell'amplificazione sismica locale è stata definita con la metodologia prevista dalla Regione Lombardia nella delibera della giunta regionale n.IX/2616 del 30 novembre 2011. Tale procedura permette, in relazione alle caratteristiche litologiche, geotecniche e sismiche una valutazione semiquantitativa degli effetti di amplificazione sismica attesi.

In particolare attraverso la definizione del fattore di amplificazione viene valutato il grado di protezione raggiunto dalla normativa vigente nel tenere in considerazione gli effetti sismici. Più precisamente essendo il sito in esame collocato in pianura si è proceduto a definire il fattore di amplificazione relativo agli effetti litologici mediante le Schede-Litologia opportunamente predisposte dal Politecnico di Milano per conto della Regione Lombardia.

La valutazione del grado di protezione viene effettuata in termini di contenuti energetici, confrontando il valore di F_a ottenuto dalle schede di valutazione con un parametro di analogo significato definito come "Valore di Soglia" calcolato per ciascun comune della Lombardia dal Politecnico di Milano. Tale valore soglia è stato calcolato per le diverse categorie di suolo relativamente ai due intervalli del periodo proprio di oscillazione delle tipologie edilizie presenti con maggior frequenza in Lombardia, ossia per $0.1s < T < 0.5s$ (intervallo riferito a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide) e per $0.5s < T < 1.5s$ (intervallo riferito a strutture più alte e più flessibili). Tali parametri sono contenuti nel file "soglie_lomb.xls" della banca dati regionale e rappresentano i valori di soglia oltre i quali lo spettro proposto dalla normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione presente nel sito.

La procedura prevede pertanto di valutare il valore di F_a con le schede di valutazione e di confrontarlo con il corrispondente valore di soglia. Si possono presentare quindi due situazioni:

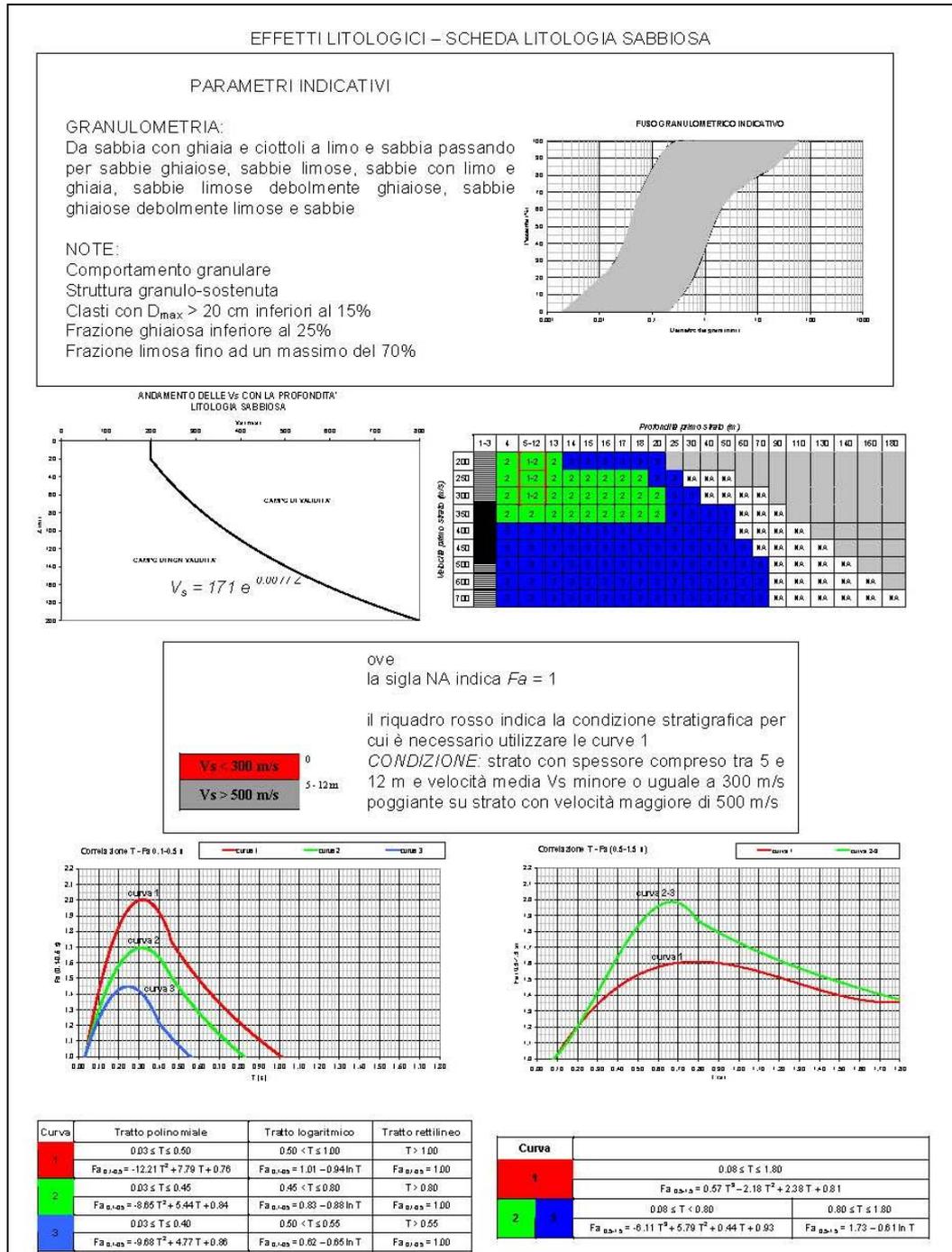
1. il valore di F_a determinato tramite scheda è inferiore al valore di soglia corrispondente: la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito e quindi si applica lo spettro previsto dalla normativa;
2. il valore di F_a è superiore al valore di soglia corrispondente: la normativa è insufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica e quindi è necessario in fase di progettazione edilizia, o effettuare analisi più approfondite oppure utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore.

Nella tabella sottostante sono riportati i valori soglia relativi ai due intervalli sopra menzionati per il comune di Lodi Vecchio.

Comune di Lodi Vecchio			
Zona sismica 3			
Valori di Soglia di F_a nell'intervallo $0.1s < T < 0.5s$			
Suolo B	Suolo C	Suolo D	Suolo E
1.4	1.8	2.2	1.9
Valori di Soglia di F_a nell'intervallo $0.5s < T < 1.5s$			
Suolo B	Suolo C	Suolo D	Suolo E
1.7	2.4	4.1	3.0

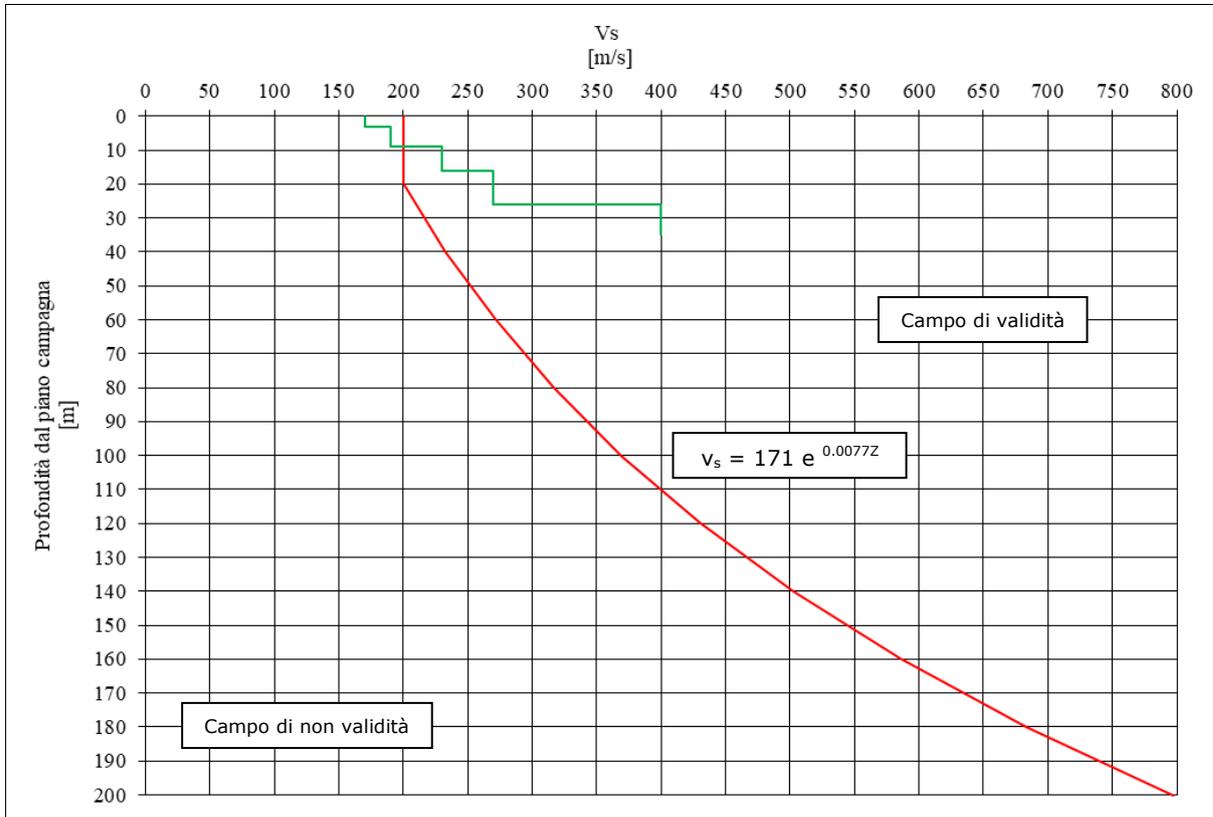
Per il sito in esame sulla base delle caratteristiche litologiche del sottosuolo e confrontando l'andamento con la profondità della velocità delle onde di taglio v_s (determinata con le prove sismiche) con quello riportato nelle schede litologiche fornite dalla Regione Lombardia, è stata individuata come scheda di riferimento quella a litologia sabbiosa (cfr. Fig.23).

Fig.23-Scheda litologia sabbiosa - All. 5 alla D.g.r. n.IX/2616 del 30 novembre 2011



In particolare come visualizzato in Fig.24 si è provveduto a riportare i valori delle v_s relativi all'area indagata nell'apposito diagramma per verificarne la congruità con il campo di validità della scheda di riferimento. Dai grafici emerge che tutti i valori delle v_s calcolate, ad esclusione dei primi metri stanno al di sopra della linea rossa che divide il campo di validità (sopra la linea) dal campo di non validità (sotto la linea).

Fig.24-Andamento della velocità delle onde di taglio v_s con la profondità



Successivamente in funzione della velocità delle onde di taglio v_s dello strato superficiale e del suo spessore è stata selezionata la curva più appropriata per la valutazione del fattore di amplificazione F_a negli intervalli $0.1s \div 0.5s$ e $0.5s \div 1.5s$ utilizzando la matrice di Fig.25. Nel caso specifico, lo strato superficiale ha uno spessore inferiore a 4 m pertanto nella scelta della curva è stato assunto lo strato superficiale equivalente al quale è stata assegnata una velocità v_s calcolata come media pesata dei valori di v_s degli strati superficiali la cui somma supera i 4 m. Lo spessore e la velocità v_s dello strato superficiale equivalente così determinato è pari rispettivamente a 9 m e 183 m/s. La velocità v_s dello strato sottostante è inferiore a 500 m/s, pertanto è stata scelta la curva 2 (verde).

Fig.25-Matrice

		Profondità primo strato (m)																								
		1-3	4	5-12	13	14	15	16	17	18	20	25	30	40	50	60	70	90	110	130	140	160	180			
Velocità primo strato (m/s)	200	2	2	1-2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3		
	250	2	2	1-2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
	300	2	2	1-2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	350	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	400	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	450	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	500	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	600	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
700	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	

Il passo successivo prevede di valutare il periodo proprio di vibrazione del sito T calcolato fino alla profondità in cui il valore della velocità v_s è uguale o superiore a 800 m/s. Il periodo proprio di vibrazione del sito T è stato calcolato con la relazione sotto riportata

$$T = \frac{4 \cdot \sum_{i=1,N} h_i}{\frac{\sum_{i=1,N} v_{si} \cdot h_i}{\sum_{i=1,N} h_i}}$$

dove h_i e v_{si} sono rispettivamente lo spessore e la velocità dello strato i-esimo del modello. Il valore di T calcolato è risultato pari a 0.70 s. I valori di F_a relativi all'intervallo $0.1s < T < 0.5s$ sono stati calcolati utilizzando gli abachi visualizzati nella Fig.26 e 27 e le seguenti formule:

$$Fa_{0.1s-0.5s} = 0.83 - 0.88 \ln T = 1.143$$

$$Fa_{0.1s-0.5s} = \mathbf{1.14}$$

$$Fa_{0.5s-1.5s} = -6.11T^3 + 5.79T^2 + 0.44T + 0.93 = 1.979$$

$$Fa_{0.5s-1.5s} = \mathbf{1.98}$$

Fig.26-Grafico correlazione T-Fa - Intervallo $0.1s < T < 0.5s$

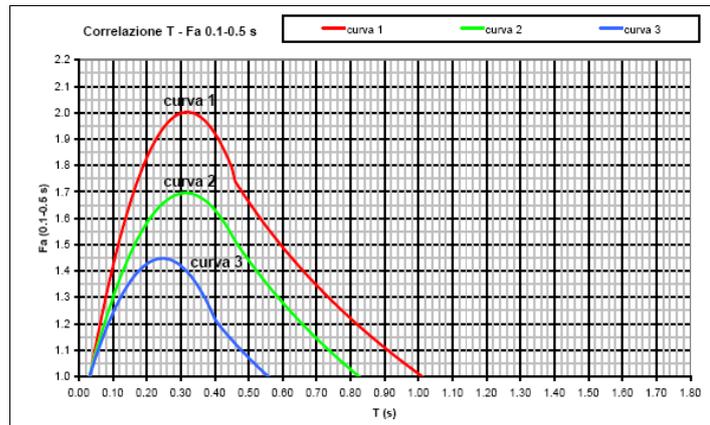
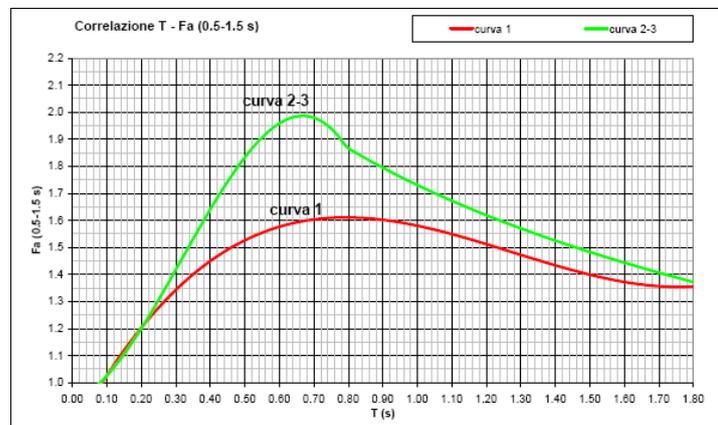


Fig.27-Grafico correlazione T-Fa - Intervallo $0.5s < T < 1.5s$



I valori di F_a ottenuti per il sito in esame risultano per entrambi i periodi di oscillazione inferiori al valore di soglia fornito dalla Regione Lombardia, pertanto la normativa nazionale risulta sufficientemente cautelativa nei confronti dei fenomeni di amplificazione sismica locale. Questo fa sì che in fase progettuale si potranno adottare gli spettri di norma relativi al suolo sismico di tipo C misurato.

8. VALUTAZIONE DELL'ACCELERAZIONE SISMICA MASSIMA DEL SITO

Le NTC/08 e s.m.e i. ai fini della definizione delle azioni sismiche sulle strutture superano il concetto della classificazione sismica del territorio in zone e prevedono che l'azione sismica di riferimento sia definita per ogni sito sulla base delle sue coordinate. Le zone sismiche 1, 2, 3, 4 hanno quindi significato solo da un punto di vista amministrativo.

Le NTC/08 e le successive NTC/18 stabiliscono il principio per cui le azioni sismiche sulle costruzioni si valutano in relazione alla pericolosità del sito definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa su suolo di categoria A (a_g) e del corrispondente spettro di risposta elastico. Per accelerazione massima attesa si intende il picco del segnale che ha una certa probabilità P_{VR} di essere superato in un periodo di riferimento V_R . Il periodo di riferimento V_R viene determinato come prodotto della vita nominale della costruzione V_N e del coefficiente d'uso C_U . La vita nominale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Il valore del coefficiente d'uso dipende dalla gravità delle perdite dovute al raggiungimento di un determinato stato limite e quindi riguarda "l'importanza" della struttura. La coppia P_{VR}, V_R che identifica l'accelerazione massima di riferimento per le azioni si può sintetizzare nel periodo di ritorno T_R .

Per definire lo spettro elastico in accelerazione oltre ad a_g sono necessari altri due parametri: F_0 cioè il valore del rapporto tra il massimo dello spettro e a_g per quel sito, (amplificazione spettrale) e T_c^* , che rappresenta il periodo finale del ramo piatto dello spettro. Le NTC/08 forniscono nell'Allegato B le tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica, con i valori dei tre parametri a_g, F_0, T_c^* , per 10751 nodi di un reticolo di riferimento, riferiti a 9 valori del tempo di ritorno T_R (30 anni, 50 anni, 72 anni, 101 anni, 140 anni, 201 anni, 475 anni, 975 anni, 2475 anni). I punti di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine. Per un qualunque punto del territorio nazionale non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri a_g, F_0, T_c^* di interesse per la definizione dell'azione sismica di progetto possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici, attraverso la seguente espressione

$$p = - \frac{\sum_{i=1}^4 p_i}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

COMUNE DI LODI VECCHIO (LO)

Realizzazione di quattro ville bifamiliari ("Comunità Alloggio Sociale Anziani"-C.A.S.A.) all'interno del Piano Attuativo ambito AT3-UMI2

Relazione geologica (R1-R3) e Relazione geotecnica (R2) - D.G.R. n.IX/2616 30.11.2011 e D.M. 17.01.2018

p valore del parametro di interesse nel punto in esame

pi valore del parametro di interesse nell'i-esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame

di distanza del punto in esame dall'i-esimo punto della maglia suddetta

Considerando i seguenti valori: Vita nominale $V_N \geq 50$ anni (Rif. Tab. 2.4.I NTC/18), Classe d'uso III (Rif. Paragrafo 2.4.2 NTC/18) e Coefficiente d'uso C_U pari a 1.5 (Rif. Tab. 2.4.II NTC/18) il periodo di riferimento V_R è pari a 75 anni. Utilizzando le relazioni di Tab. C.3.2.1. CIRC/09, per $V_R=75$ anni si ottengono i seguenti periodi di ritorno T_R associati allo Stato Limite di Operatività SLO, Stato Limite del Danno SLD, Stato Limite di Salvaguardia della Vita SLV e Stato Limite di prevenzione del Collasso SLC:

81% Operatività (SLO)	$T_R = 45$ anni
63% Danno (SLD)	$T_R = 75$ anni
10% Salvaguardia della vita (SLV)	$T_R = 712$ anni
5% Collasso (SLC)	$T_R = 1462$ anni

Per l'area in esame con Latitudine 45,299260N e Longitudine 9,426690E le forme spettrali previste dalle NTC/2008 definite dai parametri a_g , F_o , e T_c^* calcolati con il programma "Spettri-NTC.ver.1.03" realizzato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, sono riportate nella tabella sottostante.

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [g]	T_c^* [s]
SLO	45	0.030	2.543	0.206
SLD	75	0.036	2.570	0.225
SLV	712	0.077	2.586	0.292
SLC	1462	0.097	2.587	0.300

L'accelerazione massima attesa al sito a_{max} si ricava dal valore dell'accelerazione orizzontale massima del sito a_g su suolo rigido con la seguente relazione

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

S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica indicato nella Tab. 3.2.V delle NTC/2008 relativo a ciascuna classe di sottosuolo

S_T coefficiente di amplificazione topografica riportato nella Tab. 3.2.VI delle NTC/2008

Utilizzando per i terreni in esame un sottosuolo di categoria C, quindi caratterizzati da un coefficiente $S_S=1.5$ ed essendo la morfologia dell'area pianeggiante, quindi una configurazione topografica di categoria T1 ($S_T=1$), le accelerazioni orizzontali massime del sito riferite ai vari stati limite sono le seguenti:

STATO LIMITE		a_{max}
Stati limite di esercizio	SLO	0.0450
	SLD	0.0540
Stati limite ultimi	SLV	0.1155
	SLC	0.1455

Utilizzando il valore dell'accelerazione massima del sito a_{max} e trascurando cautelativamente il coefficiente di riduzione β_m si ottengono i seguenti coefficienti sismici di accelerazione orizzontale k_h e verticale k_v .

STATO LIMITE		k_h	k_v
Stati limite di esercizio	SLO	0.0450	0.02250
	SLD	0.0540	0.02700
Stati limite ultimi	SLV	0.1155	0.05775
	SLC	0.1455	0.07275

9. INDAGINE GEOTECNICA IN SITO

Al fine di definire il modello geotecnico del sottosuolo sono state eseguite tre prove penetrometriche dinamiche SCPT (*Standard Cone Penetration Test*) con profondità massima di 14.70 m dal piano campagna e tre prove granulometriche su altrettanti campioni prelevati con campionamento a percussione. L'ubicazione delle indagini in sito è riportata nella Fig.28, mentre nelle foto 6, 7 e 8 è visualizzato il penetrometro sui punti d'indagine.

Fig.28-Planimetria con ubicazione indagini geotecniche e sismiche

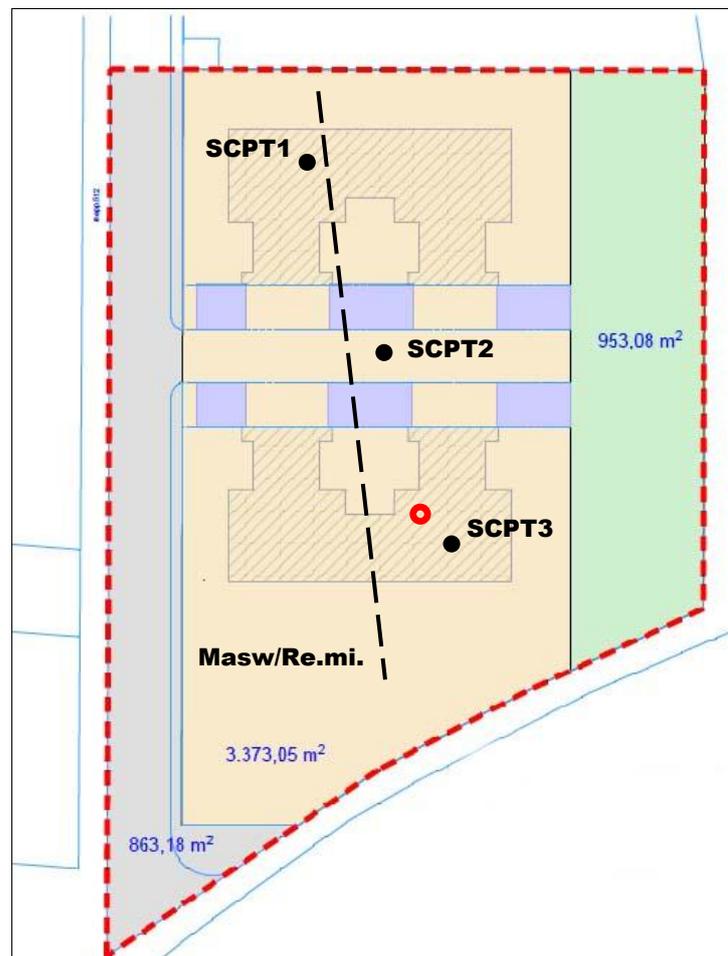


Foto 6-Prova penetrometrica dinamica SCPT1



Foto 7-Prova penetrometrica dinamica SCPT2



Foto 8-Prova penetrometrica dinamica SCPT3



COMUNE DI LODI VECCHIO (LO)

Realizzazione di quattro ville bifamiliari ("Comunità Alloggio Sociale Anziani"-C.A.S.A.) all'interno del Piano Attuativo ambito AT3-UMI2

Relazione geologica (R1-R3) e Relazione geotecnica (R2) - D.G.R. n.IX/2616 30.11.2011 e D.M. 17.01.2018

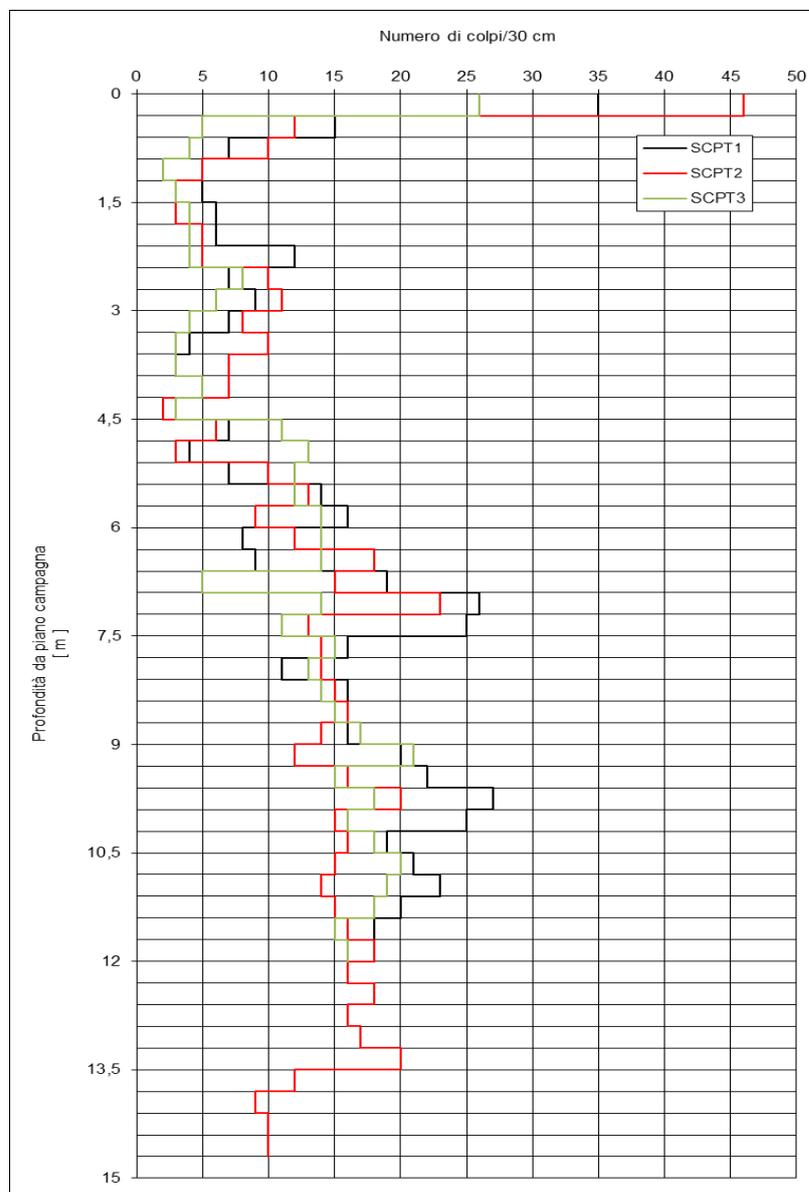
Il campionamento è stato eseguito mediante campionatore metallico ($\varnothing 75$ mm) dotato di fustella in PVC del diametro di 50 mm (cfr. Foto 9 e 10). I campioni sono stati prelevati alle profondità di 1.00÷1.40 m (5/1), 2.00÷2.40 m (5/2) e 2.40÷2.80 m (5/3). I certificati delle analisi granulometriche sono visualizzati in All.4.

Foto 9-Campionatore metallico $\varnothing 75$ mm

Foto 10-Fustelle in PVC



La prova penetrometrica è stata realizzata utilizzando un penetrometro statico/dinamico DPSH "Pagani" tipo Emilia TG 63-100 con sistema d'ancoraggio ad eliche e capacità di spinta 10 t. La prova SCPT è stata effettuata senza tubazione di rivestimento in avanzamento misurando la resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni e caratteristiche standard, infissa per battitura nel terreno per mezzo di un idoneo dispositivo di percussione, seguendo le normative AGI-1977. Nella prova SCPT la misura del numero di colpi N_{30} è eseguita durante tutta l'infissione della batteria di aste, per tratti successivi di 30 cm, pertanto le suddette indagini hanno permesso di valutare in modo continuo l'addensamento/consistenza dei terreni attraversati. I dati emersi sono visualizzati sui tabulati e sui grafici riportati nell'allegato specifico (All.3). Nel grafico di Fig.29 è visualizzato l'andamento del numero di colpi N_{30} nelle tre prove SCPT.

Fig.29- N_{30} nelle tre prove penetrometriche dinamiche

10. MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Il modello geotecnico del sottosuolo è rappresentato al di sotto di uno strato superficiale costituito da materiale di riporto con spessore dell'ordine di 0.30÷0.90 m, da limi sabbiosi e sabbie limose con grado di addensamento da basso a medio-basso che si estendono sino a 4.50÷5.40 m di profondità dal piano campagna. Seguono sabbie e sabbie limose mediamente addensate con rara ghiaia. Sulla base della variazione sulla verticale della resistenza penetrometrica dinamica N_{30} si possono distinguere i seguenti due strati principali (cfr. Fig.30):

Strato 0: prof. da 0.00 m a 0.30÷0.90 m

Terreno di riporto non idoneo a costituire il piano di posa delle fondazioni

Strato 1: prof. da 0.30÷0.90 m a 4.50÷5.40 m

Limi sabbiosi e sabbie limose con grado di addensamento da basso a medio-basso

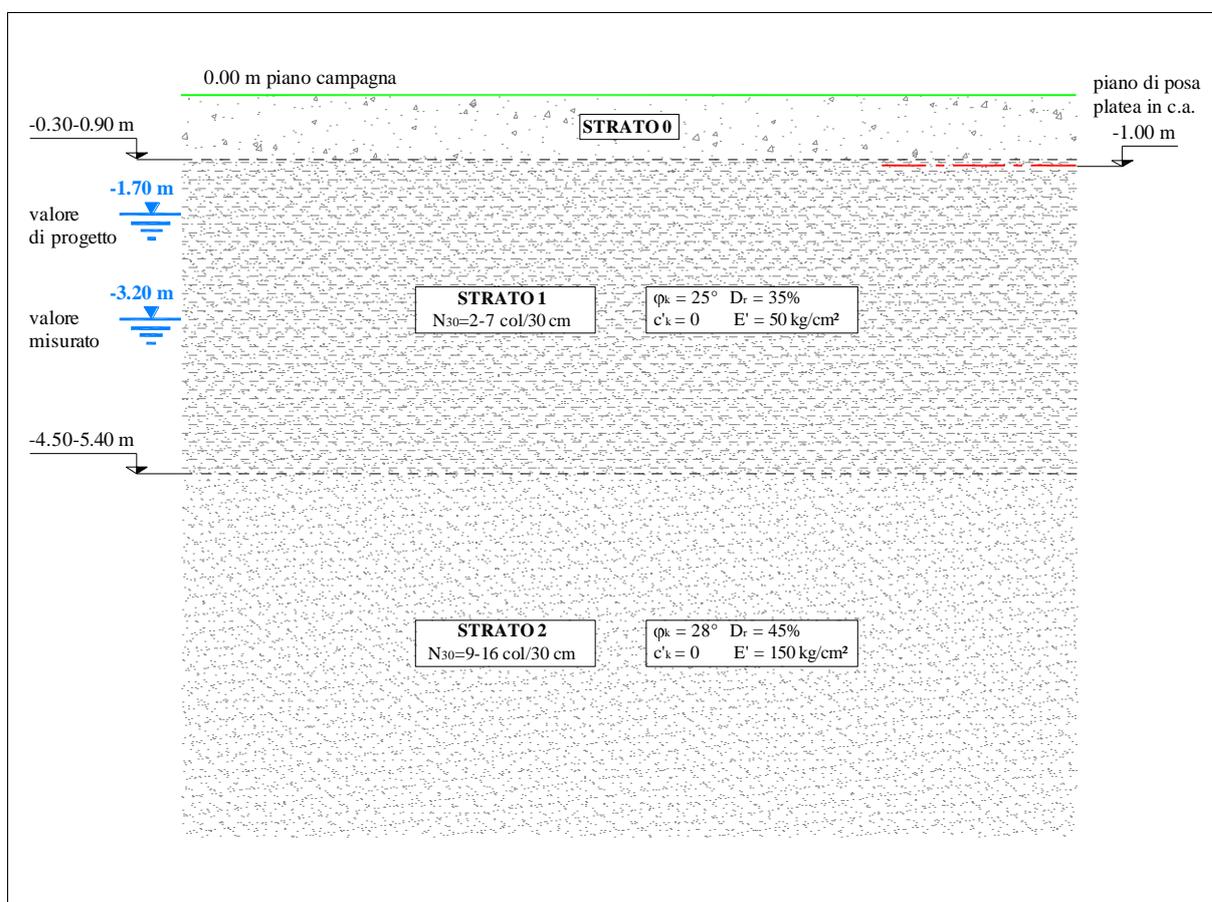
$N_{30}=2\div7$ colpi/30 cm

Strato 2: prof. da 4.50÷5.40 a oltre 14.70 m

Sabbie e sabbie limose mediamente addensate con rara ghiaia

$N_{30}=9\div16$ colpi/30 cm

Fig.30-Modello geotecnico del sottosuolo



La caratterizzazione geotecnica dei terreni è stata eseguita con i risultati delle prove penetrometriche dinamiche utilizzando le correlazioni semiempiriche riportate in letteratura che legano il numero di colpi N_{30} ai parametri di resistenza al taglio e di deformabilità del terreno. In tal senso sono state utilizzate quelle più collaudate e sperimentate. I valori caratteristici dei parametri di resistenza al taglio del terreno (coesione $c'_{k,r}$, coesione non drenata c_{uk} e angolo di attrito φ_k) a partire dai quali si determinano i valori di progetto per il calcolo della resistenza R_d del terreno sono stati ricavati mediante la seguente espressione:

$$f_k = f_m \cdot (1 - 1.645 \cdot V_f)$$

dove f_k è il valore caratteristico del parametro, f_m il valore medio e V_f il coefficiente di variazione del parametro (COV) definito come il rapporto tra lo scarto quadratico medio e la media dei valori del parametro considerato. Nella tabella sottostante sono riportati i parametri geotecnici del terreno relativi agli strati individuati. Il peso dell'unità di volume naturale è stato assunto pari a 1.8 t/m³.

Parametri geotecnici modello geotecnico del sottosuolo					
Strato geotecnico [-]	N_{30} [colpi/30 cm]	D_r [%]	φ_k [°]	c'_k [kPa]	E' [kg/cm ²]
STRATO 0	Terreno di riporto non idoneo a costituire il piano di posa della platea				
STRATO 1	2÷7	35	25	0	50
STRATO 2	9÷16	45	28	0	150

N_{30} = resistenza penetrometrica dinamica alla punta

D_r = densità relativa (valore medio)

c'_k = coesione effettiva

φ_k = angolo d'attrito (valore caratteristico)

E' = modulo di deformazione elastico (valore medio)

11. RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO FONDAZIONE SUPERFICIALE AGLI STATI LIMITE ULTIMI SLU E DI ESERCIZIO SLE

11.1 Verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per una fondazione superficiale vi è una sola verifica geotecnica agli stati limite ultimi da eseguire cioè la verifica di capacità portante, ovvero la verifica dello stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione. Pertanto deve essere rispettata la condizione sotto riportata dove E_d è il valore di progetto dell'azione nelle varie combinazioni di carico e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico sopra indicato

$$R_d \geq E_d$$

Le NTC/18 prevedono che le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi per le opere e i sistemi geotecnici, possano essere eseguite utilizzando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi (Approccio 1 e Approccio 2).

Le verifiche allo SLU di tipo geotecnico (GEO) nei confronti del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno sono eseguite utilizzando i valori dei coefficienti parziali riportati nelle seguenti tabelle delle NTC/2018:

- Tab. 6.2.I-Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni
- Tab. 6.2.II-Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno
- Tab. 6.4.I-Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Le verifiche di capacità portante in accordo con le NTC/2018 sono state eseguite con l'Approccio 2-Combinazione (A1+M1+R3) in cui sono incrementate le azioni (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R). Cioè nella quale i coefficienti parziali sui parametri del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite il coefficiente γ_R del gruppo R3.

Il calcolo della resistenza del sistema geotecnico R_d è stato eseguito considerando in prima analisi una platea in c.a. di dimensioni $B \times L = 12 \times 16$ m impostata nei terreni naturali limoso sabbiosi e sabbioso limosi poco addensati dello STRATO 1 ad una profondità di 1.00 m dal piano campagna, assumendo un approfondimento relativo $D_f = 0.50$ m. Lo STRATO 0 costituito da materiale di riporto non è idoneo a costituire il piano di posa della fondazione, pertanto dovrà essere rimosso. I carichi trasmessi dalla struttura in progetto, forniti dal progettista strutturale Ing. Bertoni sono dell'ordine di circa 4 t/m².

Essendo i terreni dello STRATO 1 a comportamento prevalentemente incoerente la R_d è stata calcolata eseguendo una verifica a lungo termine in condizioni di sforzi effettivi cioè considerando la resistenza al taglio dei terreni definita dai parametri $\varphi > 0$ e $c' = 0$. La resistenza del terreno R_d in condizioni statiche e dinamiche è stata calcolata con le relazioni sotto riportate (*Terzaghi, 1943, Brinch, Meyerhof, 1951-63, Vesic, 1973-75, Hansen, 1970*), trascurando il fattore di profondità d_q e introducendo per la verifica in condizioni sismiche i fattori correttivi z_γ e z_q proposti da *Paolucci e Pecker, 1997* che tengono conto dell'inerzia del terreno in condizioni sismiche in funzione del coefficiente sismico k_h . In relazione alla superficialità della falda il valore del peso di volume del terreno al di sotto della fondazione è stato corretto con la formula di Vesic, 1975.

$$\text{Condizioni statiche} \quad R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot [(0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma) + (\gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q)]$$

$$\text{Condizioni dinamiche} \quad R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot [(0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot z_\gamma) + (\gamma_2 \cdot D_f \cdot s_q \cdot z_q \cdot N_q)]$$

B = larghezza platea in c.a.

γ_1, γ_2 = peso di volume del terreno sotto e sopra il piano di posa

D_f = approfondimento relativo = 0.50 m

s_γ, s_q = fattori di forma fondazione = 1 (trascurati a favore di sicurezza)

r_γ = fattore di riduzione per platee con $B > 1.8$ m (*Bowles, 1988*)

z_γ, z_q = fattori d'inerzia del terreno in condizioni sismiche funzione di k_h e $\varphi = 0.892$

N_γ, N_q = fattori adimensionali in funzione dell'angolo di attrito φ (*Vesic, 1975*)

SLU (GEO) Approccio 2 combinazione (A1+M1+R3)Tangente dell'angolo di resistenza al taglio : $\gamma_{\varphi} = 1$ $\varphi_d = \arctan(\tan\varphi/\gamma_{\varphi}) = \arctan(\tan 25/1) = 25^\circ$ Peso dell'unità di volume: $\gamma_{\gamma} = 1$ Coefficiente parziale del gruppo R3: $\gamma_R = 2.3$

Condizioni statiche

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1.04 \cdot 12 \cdot 10.88 \cdot 1 \cdot 0.796) + (1.8 \cdot 0.5 \cdot 1 \cdot 10.66)]$$

$$R_d = \frac{1}{2.3} (54.04 + 9.59) = 27.66 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d=27 \text{ t/m}^2}$$

Condizioni dinamiche

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1.04 \cdot 12 \cdot 10.88 \cdot 1 \cdot 0.796 \cdot 0.892) + (1.8 \cdot 0.5 \cdot 1 \cdot 10.66 \cdot 0.892)]$$

$$R_d = \frac{1}{2.3} (48.20 + 8.55) = 24.67 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d=24 \text{ t/m}^2}$$

Per una platea in c.a. la resistenza del sistema geotecnico R_d agli stati limite ultimi SLU, in condizioni statiche e dinamiche, calcolata utilizzando l'Approccio 2 combinazione A1+M1+R3 è riportata nella tabella sottostante.

Resistenza del sistema geotecnico R_d agli stati limite ultimi SLU in condizioni statiche e dinamiche - SLU (GEO) Approccio 2 (A1+M1+R3)					
CONDIZIONI STATICHE			CONDIZIONI DINAMICHE		
B x L [m]	R_d [t/m ²]	$E_{d \max}$ [t/m ²]	B x L [m]	R_d [t/m ²]	$E_{d \max}$ [t/m ²]
12 x 16	27	4	12 x 16	24	4
$R_d > E_{d \max}$ fondazione verificata agli SLU					

11.2 Verifica agli stati limite di esercizio (SLE)

Per la verifica agli stati limite di esercizio SLE si sono determinati i cedimenti con i criteri di calcolo usuali per i terreni a grana media e grossa e per dare un giudizio sulla loro ammissibilità si è fatto riferimento a numerosi grafici e tabelle di letteratura, che su base statistica e in funzione di parametri diversi, indicano i valori ammissibili. In tal senso in merito ai cedimenti ammissibili di opere è noto che i cedimenti assoluti influenzano il comportamento di una struttura in misura minore dei cedimenti differenziali ed è ormai ampiamente riconosciuto che esiste una relazione tra i due cedimenti (*Grant et al., 1975, Skempton e McDonald, 1956, Polishin e Tokar, 1957, Bjerrum, 1963, Burland & Wroth, 1974*). L'approccio generalmente seguito è quello di adottare un valore di cedimento ammissibile in funzione di un valore prefissato di distorsione angolare massima funzione della tipologia di struttura. Utilizzando la correlazione β_{\max}/w_{\max} proposta da *Grant e altri, 1974* aggiornata da *Viggiani, 1992* e quella di *Mandolini, 2003* considerando una distorsione angolare massima β_{\max} di 1/500 si è assunto come cedimento massimo w_{\max} il limite di 3.5 cm.

In relazione alla natura granulare dei terreni la valutazione dell'entità dei cedimenti è stata eseguita con la relazione basata sulla teoria dell'elasticità, cioè assimilando il terreno a un mezzo elastico e calcolando il contributo di singoli strati di spessore h_i e modulo di deformazione E_i con la seguente relazione di calcolo:

$$w_R = K_r \cdot \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i} \cdot \left[\Delta\sigma_z - \mu \cdot (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y) \right] \cdot H_i$$

H_i = spessore dello strato comprimibile iesino

$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$ = tensioni indotte sotto il centro di un'area di carico flessibile dovuto al carico applicato

E_i = modulo elastico del livello iesino μ = coefficiente di Poisson

K_r = rapporto tra il cedimento medio della fondazione rigida ed il cedimento della fondazione flessibile

Le tensioni normali verticali ed orizzontali $\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x$ e $\Delta\sigma_y$ indotte al centro di una platea da un carico uniformemente distribuito $E_{d \max}$ pari a 4 t/m² sono state determinate con riferimento alla teoria dell'elasticità, assimilando il terreno ad un mezzo continuo, lineare, isotropo ed omogeneo (*Poulos e Davis, 1974*). A causa dell'esistenza di una "soglia" della deformazione il calcolo dei cedimenti è stato limitato allo strato che realisticamente risente della presenza del carico applicato in superficie. Lo spessore H della zona comprimibile è stato stabilito sulla base dell'ipotesi che alla profondità dove l'incremento delle tensioni medie risulta inferiore al 20% delle tensioni efficaci medie litostatiche ($\Delta\sigma_z$ minore $0.2 \cdot \Delta\sigma_{v0}$), il contributo al cedimento è trascurabile. Nel caso specifico $\Delta\sigma_z$ diventa minore di $0.2 \cdot \Delta\sigma_{v0}$ alla profondità di circa 9 m dal piano di posa della platea. Il volume di terreno significativo così individuato è stato quindi suddiviso in n-strati di spessore h_i , con caratteristiche di compressibilità omogenee, dei quali si è determinato il cedimento. Infine è stato calcolato il cedimento totale w come somma dei contributi di ciascun strato.

I calcoli sono indicati nella tabella di seguito riportata nella quale w_T e w_R sono rispettivamente il cedimento totale di una fondazione flessibile e rigida. Il valore del coefficiente K_r per la determinazione di w_R è stato valutato con i grafici riportati in letteratura geotecnica che legano tale parametro alla geometria della fondazione. In relazione al comportamento sostanzialmente elastico dei terreni a grana grossa e media (la deformazione segue in maniera quasi immediata l'applicazione del carico), i cedimenti si esauriranno per buona parte a costruzione ultimata.

PLATEA B X L=12 X 16 m			
Quota imposta fondazione: - 1.00 m da piano campagna			
$E_{d \max}$ [t/m ²]	w_T [cm]	w_R [cm]	w_{amm} [cm]
4	3.23	2.58	3.5
$w_R < w_{amm}$ fondazione verificata agli SLE			

12. MODULO DI REAZIONE TERRENO-STRUTTURA

Per la verifica dell'interazione terreno/struttura si potrà adottare il modello di *Winkler* che ha il vantaggio della semplicità operativa, valutando il modulo di reazione verticale K (o *modulo di Winkler*) con la relazione proposta da *Vesic, 1965* sotto riportata.

Gli studi comparativi svolti dall'Autore hanno dimostrato che adottando tale formula per il calcolo del modulo K il modello di *Winkler* fornisce risultati praticamente compatibili con quelli ottenibili con un modello di mezzo elastico continuo.

$$K = \frac{0.65 \cdot E}{B \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left[\frac{E \cdot B^4}{E_f \cdot J} \right]^{1/12}$$

B = larghezza platea in c.a.

J = momento d'inerzia fondazione

ν = coefficiente di Poisson = 0.3

E_f = modulo di elasticità fondazione

E = modulo di deformazione del terreno (Strato 1)=500 t/m²

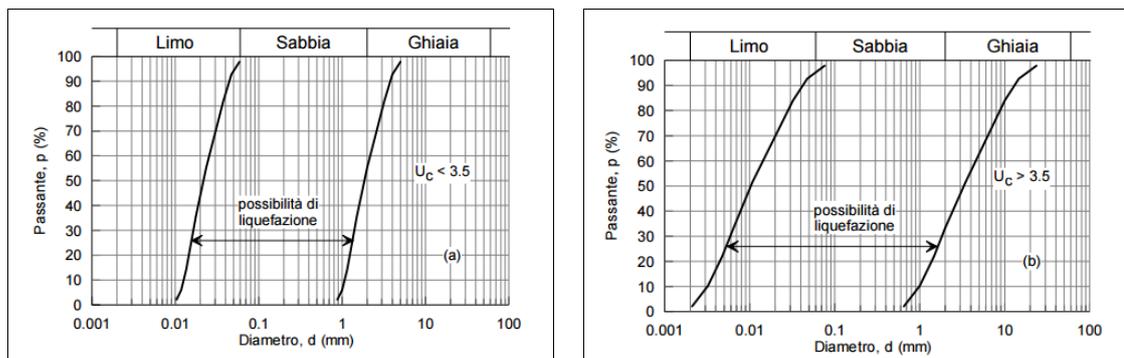
13. VERIFICA DI STABILITA' DEL SITO NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

13.1 Premessa

La liquefazione è la riduzione di resistenza al taglio e/o di rigidità causata durante il moto sismico dall'aumento delle pressioni interstiziali in terreni saturi non coesivi tale da provocare deformazioni permanenti significative o persino da indurre nel terreno una condizione di sforzi efficaci quasi nulla. Sulla base di quanto indicato nelle NTC 2018, paragrafo 7.11.3.4.2 la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche CPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

Fig.36-Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione



Quando nessuna delle condizioni sopra indicate (§ 7.11.3.4.2 delle NTC 2018) risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili. Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio.

La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse. Nel caso in esame non sussistendo nessuna delle condizioni previste dalle NTC 2018 per l'esclusione della verifica, in relazione all'assetto litostratigrafico del sito si è proceduto alla verifica a liquefazione dei terreni sino alla profondità di 10 m dal piano di posa della fondazione.

13.2 Metodologia di verifica

La suscettibilità alla liquefazione dei terreni di fondazione è stata verificata utilizzando il "metodo semplificato" originariamente sviluppato da Seed e Idriss (1971) basato sul numero di colpi della prova SPT, correlati con un parametro chiamato *domanda di resistenza ciclica indotta dal sisma CSR*. Successivamente sono state introdotte nuove procedure che utilizzano i risultati delle prove penetrometriche statiche CPT e le misure della velocità delle onde di taglio v_s . La procedura di calcolo è suddivisa nelle seguenti fasi:

1. calcolo della domanda di resistenza ciclica alla liquefazione CSR
2. determinazione della capacità di resistenza del terreno alla liquefazione CRR utilizzando i dati forniti dalle prove SPT, CPT e sismiche (v_s)
3. valutazione del potenziale di liquefazione mediante il calcolo del fattore di sicurezza $FS_L = CRR/CSR$

Le relazioni utilizzate per il calcolo dei parametri CSR e $CRR_{7.5}$ sono le seguenti:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \cdot r_d$$

a_{max} = accelerazione massima

g = accelerazione di gravità

σ'_{vo} , σ_{vo} = pressione verticale efficace e totale

r_d = fattore di riduzione dello sforzo di taglio ciclico variabile con la profondità

$$CRR_{7.5} = a \cdot \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + \frac{b}{V_{s1c} - V_{s1}} - \frac{b}{V_{s1c}}$$

$$V_{s1} = V_s \cdot \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.25}$$

COMUNE DI LODI VECCHIO (LO)

Realizzazione di quattro ville bifamiliari ("Comunità Alloggio Sociale Anziani"-C.A.S.A.) all'interno del Piano Attuativo ambito AT3-UMI2

Relazione geologica (R1-R3) e Relazione geotecnica (R2) - D.G.R. n.IX/2616 30.11.2011 e D.M. 17.01.2018

$$V_{S1c}=215-0.5 \cdot (FC-5)$$

FC=contenuto di fini in percentuale

Vs=velocità onde di taglio

Vs_{1c}=valore soglia della velocità delle onde di taglio normalizzata oltre il quale la liquefazione non avviene

$$CRR_{7.5 \text{ BLAKE}} = \frac{a + c \cdot x + e \cdot x^2 + g \cdot x^3}{1 + b \cdot x + d \cdot x^2 + f \cdot x^3 + h \cdot x^4}$$

X=(N₁)_{60 cs} pari a (N₁)₆₀ corretto in funzione del contenuto di fini

a=0.048; b=-0.1248; c=-0.004721; d=0.009578; e=0.0006136; f=-0.0003285; g=0.00001673; h=0.000003715

Alla domanda di resistenza ciclica alla liquefazione CSR può essere applicato un fattore di sicurezza *fs/* il cui valore tipico è pari a 1.2, per tener conto della variazione delle pressioni interstiziali e delle deformazioni che si sviluppano durante lo scuotimento sismico secondo la relazione CSR*fs*=CSR·*fs/*. Più elevato è il valore di *fs/* e più conservativa è l'analisi della suscettività alla liquefazione.

Il valore di CRR_{7.5} determinato con le relazioni sopra riportate è valido per terremoti di magnitudo pari a 7.5. Per terremoti di magnitudo minore o maggiore di 7.5 CRR_{7.5} dovrà essere corretto utilizzando la seguente relazione

$$CRR_M = CRR_{7.5} \cdot MSF$$

MSF=(M/7.5)^{-2.56} [Andrus e Stokoe, 1997] valida per CRR calcolato con le VsMSF=10^{2.84}/M^{3.24} [Youth e al., 2001] valida per terremoti con magnitudo inferiore a 7.5

Come magnitudo di progetto (M_w) del sisma atteso, è stato utilizzato il valore **M_w=5.24** corrispondente alla magnitudo del terremoto conosciuto di maggiore intensità con epicentro nel lodigiano avvenuto il 15 maggio 1951 con epicentro circa 11 Km a SE di Lodi Vecchio.

I risultati ottenuti sono visualizzati nelle due tabelle sottostanti, dove nella prima è riportato il valore del fattore di sicurezza a liquefazione FS_L calcolato utilizzando la velocità delle onde di taglio v_s, mentre nella seconda quello calcolato utilizzando il numero di colpi N₃₀ delle prove penetrometriche dinamiche.

Sulla base di quanto indicato nella D.g.r. n.X/5001 del 30.03.2016 ed in particolare alla scheda del Modulo 9 relativa all'approfondimento sismico per gli effetti dovuti a liquefazione, un sito è ritenuto stabile nei confronti dei fenomeni di liquefazione quando il fattore di sicurezza FS_L≥1. Si sottolinea che delle due metodologie utilizzate è preferibile quella che fa riferimento al numero di colpi delle prove penetrometriche in quanto il numero di prove sismiche per il calcolo delle v_s in siti liquefatti è limitato.

Dall'analisi delle tabelle si evince che il valore del fattore di sicurezza a liquefazione FS_L calcolato con le metodologie sopra illustrate è risultato sempre >1 nell'ambito della profondità indagata pertanto i terreni in esame si possono ritenere non liquefacibili.

Fattore di sicurezza a liquefazione FS_L da V_s						
Profondità da p.c. [m]	V_s [m/s]	V_{s1} [m/s]	CSR [-]	CRR_M [-]	FS_L [-]	
1.00	170	261.0	0.0894	0.371	4.15	
2.00	170	226.0	0.0998	0.266	2.67	
3.00	170	213.8	0.1188	0.375	3.16	
4.00	190	228.3	0.1310	0.274	2.09	
5.00	190	219.6	0.1392	0.231	1.66	
6.00	190	212.4	0.1450	0.307	2.12	
7.00	190	206.3	0.1492	0.251	1.68	
8.00	190	200.9	0.1522	0.232	1.53	
9.00	190	196.2	0.1544	0.219	1.42	
10.00	230	2324	0.1532	0.287	1.88	
Fattore di sicurezza a liquefazione FS_L da N_{30}						
Profondità da p.c. [m]	N_{30} [colpi/30 cm]	N_{SPT} [colpi/30 cm]	$(N_1)_{60}$ [-]	CSR [-]	CRR_M [-]	FS_L [-]
1.00	2	2	6.21	0.0894	0.287	3.21
2.00	2	2	3.88	0.0998	0.201	2.01
3.00	2	2	3.70	0.1188	0.197	1.66
4.00	2	2	2.99	0.1310	0.183	1.40
5.00	2	2	2.77	0.1392	0.179	1.29
6.00	9	9	13.04	0.1450	1.086	7.49
7.00	9	9	12.29	0.1492	0.948	6.35
8.00	9	9	11.66	0.1522	0.842	5.53
9.00	9	9	11.12	0.1544	0.759	4.92
10.00	9	9	10.65	0.1532	0.692	4.52

14. CONCLUSIONI ED INDICAZIONI PROGETTUALI

I risultati dell'indagine non hanno evidenziato particolari controindicazioni di carattere geologico, idrogeologico, geotecnico e sismico per la realizzazione dell'intervento edilizio che risulta pertanto compatibile con la classe di fattibilità geologica dell'area (classe 3). Le condizioni geologiche-geotecniche-sismiche e i dati per la progettazione delle strutture di fondazione sono sintetizzati nei punti successivi:

1. l'area interessata dall'intervento edilizio è modellata nel *Ripiano Fondamentale della Pianura Padana* costituito da depositi quaternari antichi di origine fluvio-glaciale ed alluvionale indicati come "*Fluviale o Diluvium recente*"- Q_{1r} . Si tratta di ghiaie in matrice sabbiosa e sabbioso limosa e sabbie con strato di alterazione limoso di ridotto spessore e con locali e discontinue intercalazioni di lenti limoso-sabbiose-argillose nei primi metri di profondità;
2. il modello geotecnico del sottosuolo è rappresentato al di sotto di uno strato superficiale costituito da materiale di riporto con spessore dell'ordine di 0.30÷0.90 m, da limi sabbiosi e sabbie limose con grado di addensamento da basso a medio-basso che si estendono sino a 4.50÷5.40 m di profondità dal piano campagna. Seguono sabbie e sabbie limose mediamente addensate con rara ghiaia. Sulla base della variazione sulla verticale della resistenza penetrometrica dinamica N_{30} si possono distinguere i seguenti due strati principali:

Strato 0: prof. da 0.00 m a 0.30÷0.90 m

Terreno di riporto non idoneo a costituire il piano di posa delle fondazioni

Strato 1: prof. da 0.30÷0.90 m a 4.50÷5.40 m

Limi sabbiosi e sabbie limose con grado di addensamento da basso a medio-basso

$N_{30}=2\div7$ colpi/30 cm

Strato 2: prof. da 4.50÷5.40 a oltre 14.70 m

Sabbie e sabbie limose mediamente addensate con rara ghiaia

$N_{30}=9\div16$ colpi/30 cm

3. nella *Componente geologica, idrogeologica e sismica* del PGT ed in particolare nella Tav.2-*Carta idrogeologica e soggiacenza media della falda freatica* nell'area in oggetto la falda è posta ad una profondità media di 3÷4 m dal piano campagna. Durante l'esecuzione delle indagini in sito la falda è stata intercettata alla profondità di 3.20 m dal piano prova sopraelevato di circa 0.50 m dall'originario piano campagna. Sulla base di quanto prescritto nelle Norme Geologiche di Piano il valore di progetto della falda deve essere però calcolato applicando, a favore di sicurezza, un'escursione di 1.5 m al valore misurato in sito in quanto rilevato nel periodo invernale di massima soggiacenza della stessa. Pertanto è stato assunto come valore di progetto della falda la profondità di 1.70 m dal piano campagna;
4. con riferimento alla *Carta di sintesi-vulnerabilità geologiche* della Componente geologica del PGT l'acquifero è caratterizzato da un'alta vulnerabilità agli inquinamenti di origine superficiale per la mancanza, al suo tetto, di un orizzonte impermeabile sufficientemente potente ed esteso che lo protegga da infiltrazioni di materiali inquinanti;
5. in rapporto alla natura litologica e ai valori di v_{s30} calcolati con la prova sismica Masw/Re.mi il terreno, caratterizzato da un valore di v_{s30} riferito al piano campagna pari a 237 m/s, può essere classificato secondo le NTC/2008 come SUOLO C;
6. in relazione a quanto indicato nella *Carta della pericolosità sismica locale* della *Componente geologica del PGT* l'area in esame appartiene allo scenario Z4a "zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi" suscettibile di possibili amplificazioni litologiche e geometriche. I fattori di amplificazione sismica locale F_a del sito, calcolati secondo quanto indicato nell'All.5 alla D.g.r. n.IX/2616 del 30.11.2011, sono i seguenti:

$$F_a_{0.1s-0.5s} = 1.14$$

$$F_a_{0.5s-1.5s} = 1.98$$

I valori di F_a ottenuti per il sito in esame risultano per entrambi i periodi di oscillazione inferiori al valore di soglia fornito dalla Regione Lombardia, pertanto la normativa nazionale risulta sufficientemente cautelativa nei confronti dei fenomeni di amplificazione sismica locale. Questo fa sì che in fase progettuale si potranno adottare gli spettri di norma relativi al suolo sismico di tipo C misurato in sito;

COMUNE DI LODI VECCHIO (LO)

Realizzazione di quattro ville bifamiliari ("Comunità Alloggio Sociale Anziani"-C.A.S.A.) all'interno del Piano Attuativo ambito AT3-UMI2

Relazione geologica (R1-R3) e Relazione geotecnica (R2) - D.G.R. n.IX/2616 30.11.2011 e D.M. 17.01.2018

7. la determinazione della frequenza di vibrazione fondamentale del sito è stata effettuata con il metodo dei rapporti spettrali HVSR (Horizontal to vertical spectral ratio) o metodo di Nakamura. Dalla prova è emerso che nell'intervallo di frequenze di interesse ingegneristico (1÷10/15Hz) non sono stati rilevati picchi del rapporto H/V significativi. Il valore del rapporto H/V, sempre inferiore a 2, testimonia l'assenza di contrasti d'impedenza sismica elevati nella successione litostratigrafica;
8. per quanto riguarda la sicurezza dei terreni nei confronti di possibili fenomeni di liquefazione, le verifiche eseguite hanno restituito un valore del fattore FS_L sempre superiore a 1, condizione affinché un terreno si possa classificare non liquefacibile (D.G.R. n.X/5001);
9. per una platea in c.a. di dimensioni BxL=12x16 m impostata nei terreni naturali dello STRATO 1 ad una profondità di 1 m dal piano campagna, la resistenza del sistema geotecnico R_d agli stati limite ultimi SLU, in condizioni statiche e dinamiche, calcolata utilizzando l'Approccio 2 combinazione A1+M1+R3 è indicata nella tabella riportata al capitolo 11, paragrafo 11.1;
10. per la verifica agli stati limite di esercizio SLE si è adottato il criterio generalmente seguito ed indicato in letteratura geotecnica, che è quello di adottare un valore di cedimento ammissibile in funzione di un valore prefissato di distorsione angolare massima stabilito in funzione della tipologia di struttura e della tipologia dei danni ipotizzati. In tal senso, utilizzando la correlazione β_{max}/w_{max} proposta da *Grant e altri, 1974* aggiornata da *Viggiani, 1992* e quella di *Mandolini, 2003*, considerando una distorsione angolare massima β_{max} di 1/500 si è assunto come cedimento massimo w_{max} il limite di 3.5 cm. Con un carico $E_d_{max}=4 \text{ t/m}^2$ il valore di cedimento assoluto calcolato risulta inferiore al suddetto valore ammissibile, pertanto la verifica agli stati limite di esercizio risulta soddisfatta;
11. il presente rapporto dovrà essere validato dall'estensore del progetto strutturale esecutivo ovvero lo Strutturista dovrà verificare se i dati e gli elementi geologici/geotecnici/sismici in esso contenuti sono sufficienti e quindi sarà lo stesso Progettista che valuterà la completezza/conformità oppure la necessità di un'estensione/integrazione dello stesso. **A scavi aperti sarà inoltre necessario verificare l'omogeneità litologica/geotecnica dei terreni su tutta l'area di impronta della platea, ovvero la presenza dei terreni naturali sabbioso limosi e limoso sabbiosi dello STRATO 1 rimuovendo completamente i terreni di riporto e sostituendoli con uno strato di cls magro di adeguato spessore.**

Lodi, 24 Ottobre 2018

Dott. Geol. Giovanni Viganò
(Ordine dei Geologi della Lombardia n. 1051)Dott. Geol. Stefania Branchi
(Ordine dei Geologi della Lombardia n. 1007)

FA.BO. S.R.L. - Via Incoronata 3 – 26900 LODI

COMUNE DI LODI VECCHIO (LO)

Realizzazione di quattro ville bifamiliari ("Comunità Alloggio Sociale Anziani"-C.A.S.A.) all'interno del Piano Attuativo ambito AT3-UMI2

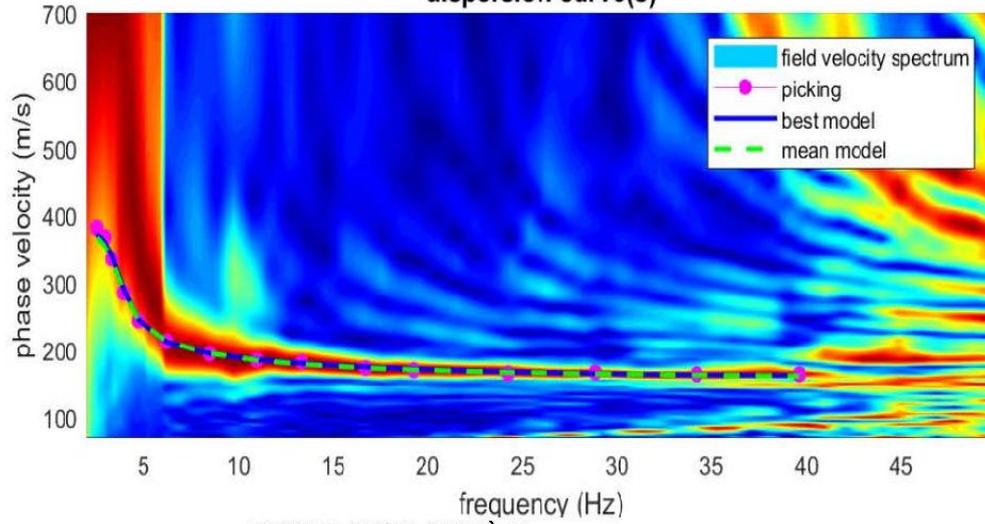
Relazione geologica (R1-R3) e Relazione geotecnica (R2) - D.G.R. n.IX/2616 30.11.2011 e D.M. 17.01.2018

Allegato 1

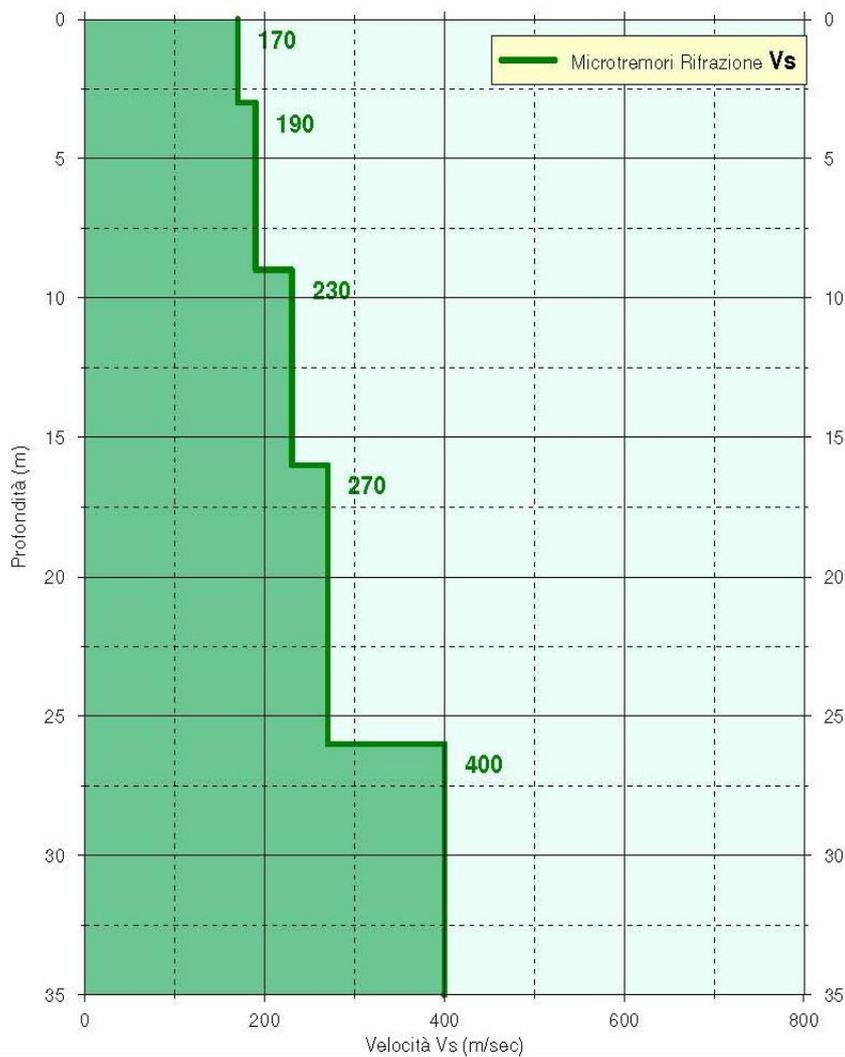
PROVA SISMICA SUPERFICIALE RE.MI./MASW

Loc. LODI VECCHIO - Via Fregoni
METODO CONGIUNTO MASW-REMI

Spettro velocità di fase - curva dispersione
dispersion curve(s)



PROFILO VELOCITÀ Vs



Vs30 (dal p.c.) = 237 m/s

Suolo di fondazione tipo "C"

FA.BO. S.R.L. - Via Incoronata 3 – 26900 LODI

COMUNE DI LODI VECCHIO (LO)

Realizzazione di quattro ville bifamiliari ("Comunità Alloggio Sociale Anziani"-C.A.S.A.) all'interno del Piano Attuativo ambito AT3-UMI2

Relazione geologica (R1-R3) e Relazione geotecnica (R2) - D.G.R. n.IX/2616 30.11.2011 e D.M. 17.01.2018

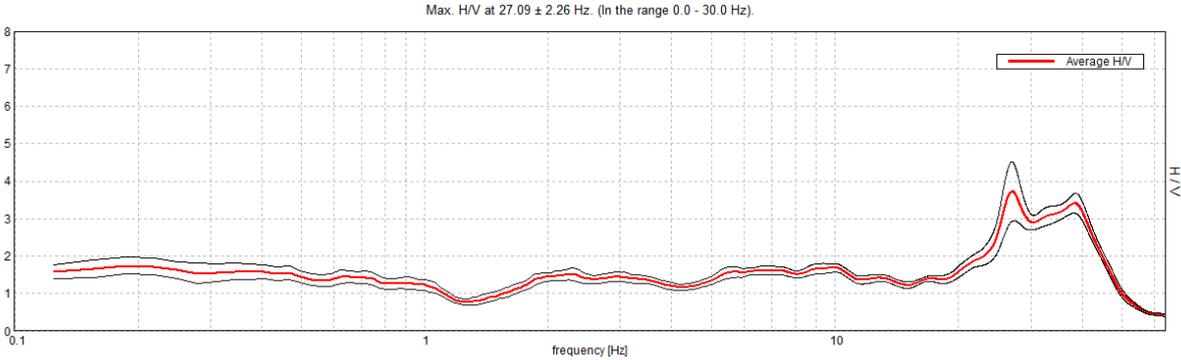
Allegato 2

REPORT PROVA HVSR

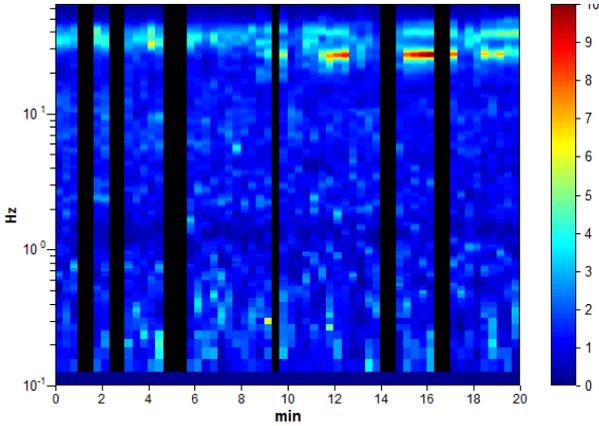
LOC. LODI VECCHIO Via Fregoni PROVA HVSR

Instrument: TEP-0122/01-10
 Data format: 16 byte
 Full scale [mV]: n.a.
 Start recording: 10/01/18 12:06:30 End recording: 10/01/18 12:26:30
 Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
 GPS location: 009°25.6308 E, 45°17.9614 N (71.7 m)
 (UTC time synchronized to the first recording sample): not available in this acquisition mode + 0 + 0 samples
 Satellite no.: 04
 Trace length: 0h20'00". Analyzed 80% trace (manual window selection)
 Sampling rate: 128 Hz
 Window size: 20 s
 Smoothing type: Triangular window
 Smoothing: 10%

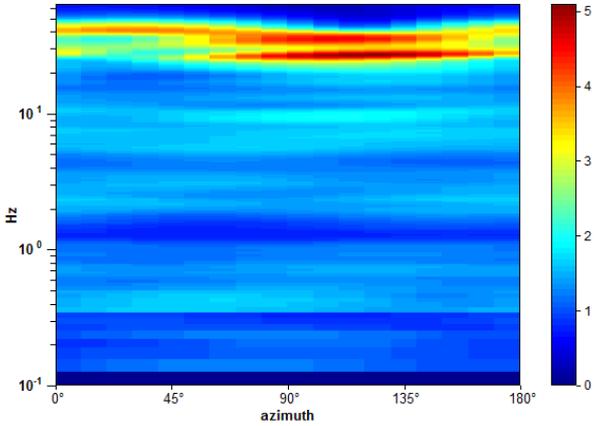
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



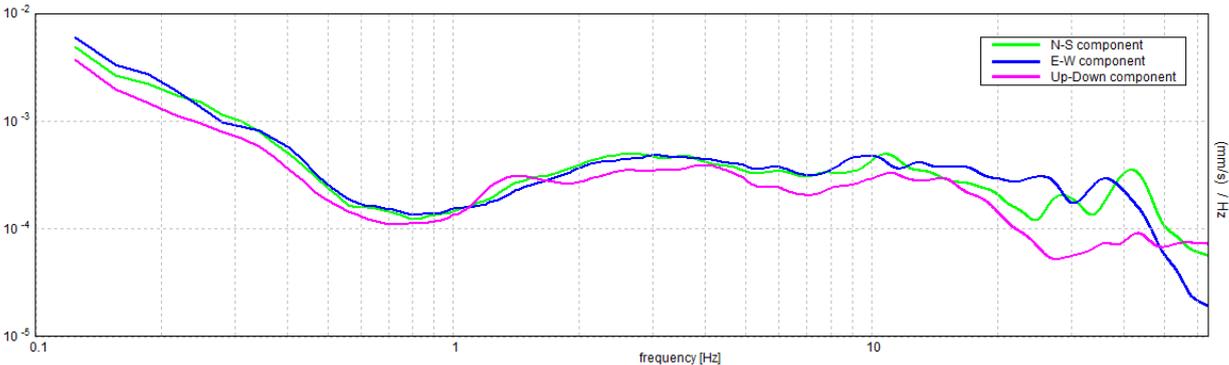
H/V TIME HISTORY



DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA



[According to the SESAME, 2005 guidelines. Please read carefully the Grilla manual before interpreting the following tables.]

Max. H/V at 27.09 ± 2.26 Hz (in the range 0.0 - 30.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	27.09 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	26010.0 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 1302 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	21.75 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	45.531 Hz	OK	
$A_0 > 2$	3.72 > 2	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.08345 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	2.26102 < 1.35469		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.7902 < 1.58	OK	

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$

Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 f_0	0.2 f_0	0.15 f_0	0.10 f_0	0.05 f_0
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

FA.BO. S.R.L. - Via Incoronata 3 – 26900 LODI

COMUNE DI LODI VECCHIO (LO)

Realizzazione di quattro ville bifamiliari ("Comunità Alloggio Sociale Anziani"-C.A.S.A.) all'interno del Piano Attuativo ambito AT3-UMI2

Relazione geologica (R1-R3) e Relazione geotecnica (R2) - D.G.R. n.IX/2616 30.11.2011 e D.M. 17.01.2018

Allegato 3

RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SCPT

GIOVANNI VIGANO'
Via Gandini, 26/c- 26900 LODI
email: gio.vig@alice.it

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

SCPT1

Località

LODI VECCHIO - AT3-UMI2 - Via Fregoni

Prof. da p.c.:

12.00 m

Committente

F.A.B.O. S.R.L.
Via Incoronata 3 - 26900 LODI

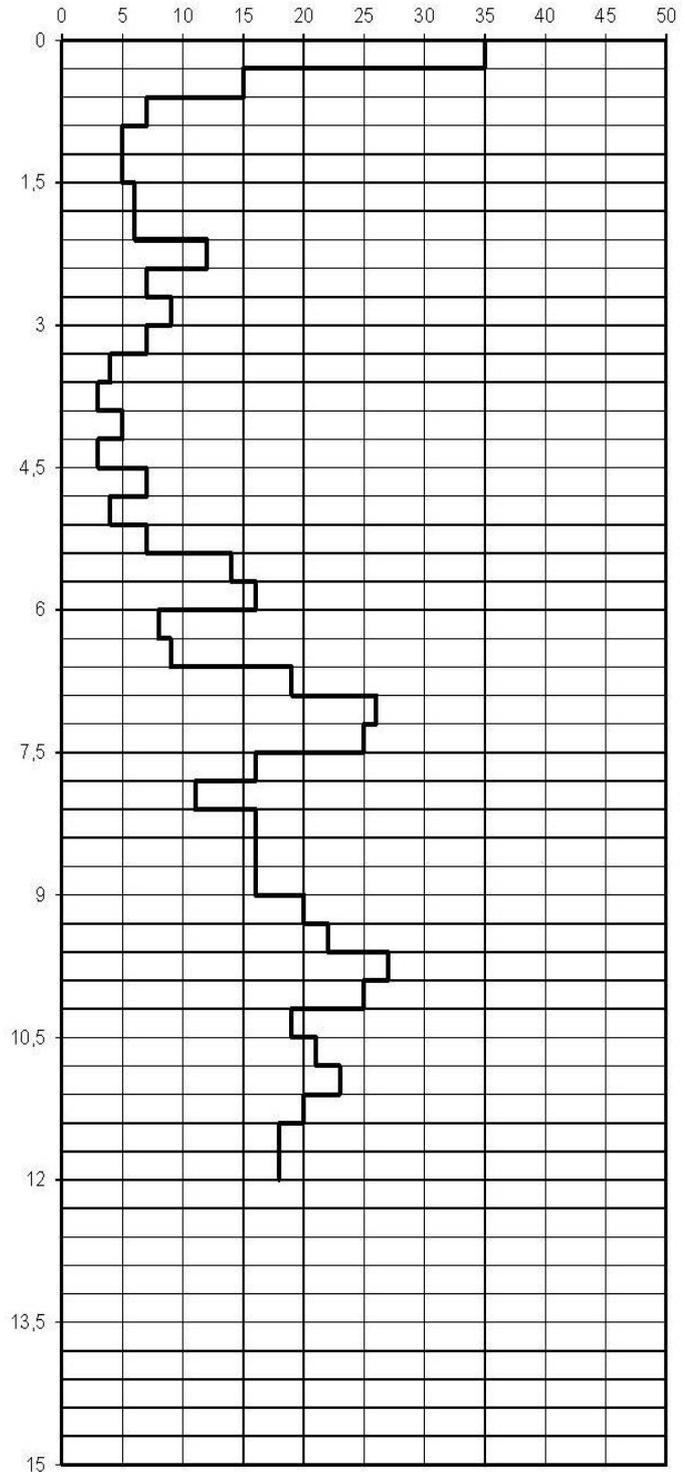
Descrizione

COSTRUZIONE DI 4 VILLE BIFAMILIARI ("COMUNITA' ALLOGGIO SOCIALE ANZIANI"-C.A.S.A.) ALL'INTERNO DEL PIANO ATTUATIVO AT3-UMI2

Numero di colpi/30 cm

Profondità (m)	N ₃₀ (-)
0,30	35
0,60	15
0,90	7
1,20	5
1,50	5
1,80	6
2,10	6
2,40	12
2,70	7
3,00	9
3,30	7
3,60	4
3,90	3
4,20	5
4,50	3
4,80	7
5,10	4
5,40	7
5,70	14
6,00	16
6,30	8
6,60	9
6,90	19
7,20	26
7,50	25
7,80	16
8,10	11
8,40	16
8,70	16
9,00	16
9,30	20
9,60	22
9,90	27
10,20	25
10,50	19
10,80	21
11,10	23
11,40	20
11,70	18
12,00	18
12,30	
12,60	
12,90	
13,20	
13,50	
13,80	
14,10	
14,40	
14,70	
15,00	

Profondità da piano campagna [m]



Tipo di penetrometro:

DPSH PAGANI

Assistente alla prova:

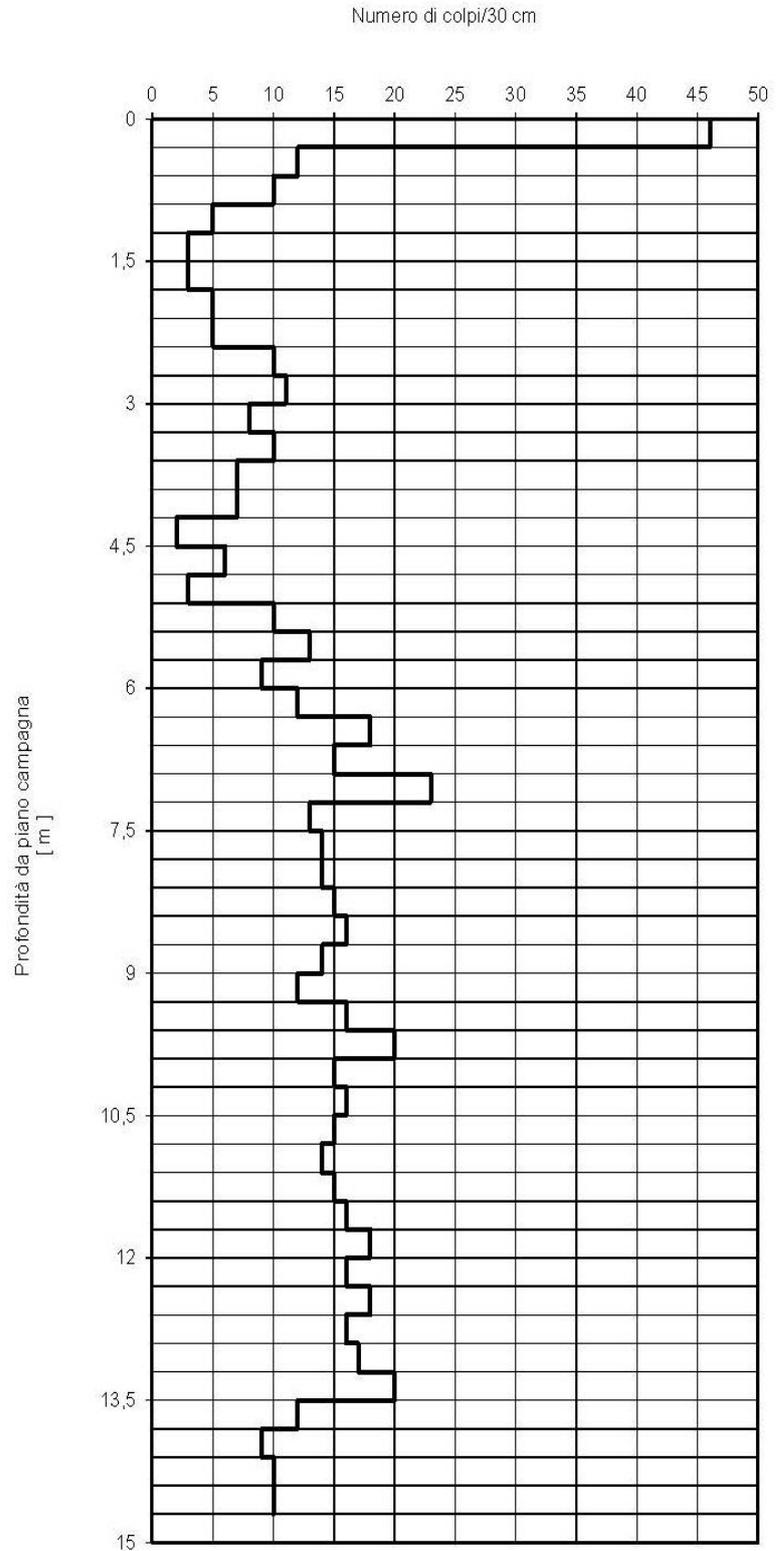
Geol. Giovanni VIGANO'

Data:

10 Gennaio 2018

GIOVANNI VIGANO Via Gandini, 26/c- 26900 LODI email: gio.vig@alice.it	PROVA PENETROMETRICA DINAMICA	SCPT2
	Località LODI VECCHIO - ATR3-UMI2 - Via Fregoni	Prof. da piazzale: 14.70 m
Committente F.A.B.O. S.R.L. Via Incoronata 3 - 26900 LODI	Descrizione COSTRUZIONE DI 4 VILLE BIFAMILIARI ("COMUNITA' ALLOGGIO SOCIALE ANZIANI"-C.A.S.A.) ALL'INTERNO DEL PIANO ATTUATIVO AT3-UMI2	

Profondità (m)	N ₃₀ (-)
0,30	46
0,60	12
0,90	10
1,20	5
1,50	3
1,80	3
2,10	5
2,40	5
2,70	10
3,00	11
3,30	8
3,60	10
3,90	7
4,20	7
4,50	2
4,80	6
5,10	3
5,40	10
5,70	13
6,00	9
6,30	12
6,60	18
6,90	15
7,20	23
7,50	13
7,80	14
8,10	14
8,40	15
8,70	16
9,00	14
9,30	12
9,60	16
9,90	20
10,20	15
10,50	16
10,80	15
11,10	14
11,40	15
11,70	16
12,00	18
12,30	16
12,60	18
12,90	16
13,20	17
13,50	20
13,80	12
14,10	9
14,40	10
14,70	10
15,00	



Tipo di penetrometro: DPSH PAGANI	Assistente alla prova: Geol. Giovanni VIGANO	Data: 10 Gennaio 2018
--------------------------------------	-------------------------------------------------	--------------------------

GIOVANNI VIGANO'
Via Gandini, 26/c- 26900 LODI
email: gio.vig@alice.it

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

SCPT3

Località

LODI VECCHIO - ATR3-UMI2 - Via Fregoni

Prof. da piazzale:

12.00 m

Committente

F.A.B.O. S.R.L.
Via Incoronata 3 - 26900 LODI

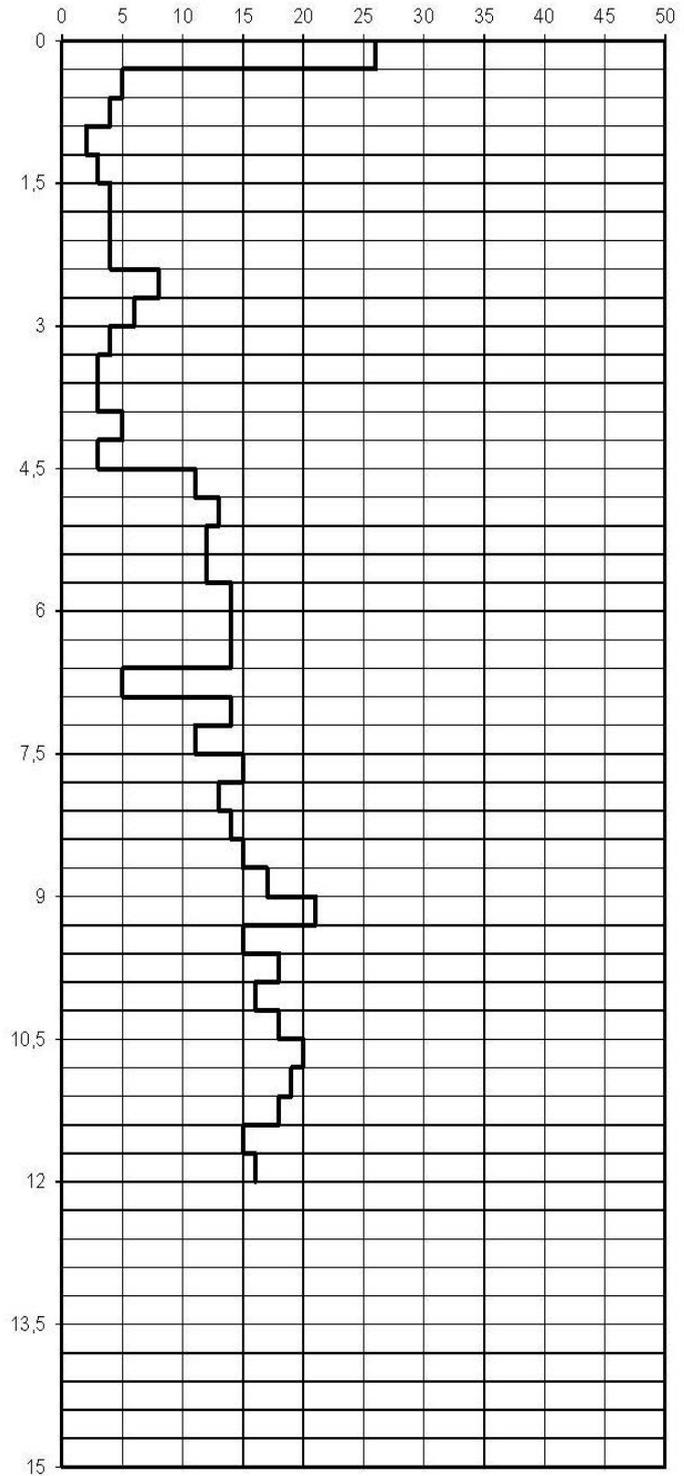
Descrizione

COSTRUZIONE DI 4 VILLE BIFAMILIARI ("COMUNITA' ALLOGGIO SOCIALE ANZIANI"-C.A.S.A.) ALL'INTERNO DEL PIANO ATTUATIVO AT3-UMI2

Numero di colpi/30 cm

Profondità (m)	N ₃₀ (-)
0,30	26
0,60	5
0,90	4
1,20	2
1,50	3
1,80	4
2,10	4
2,40	4
2,70	8
3,00	8
3,30	4
3,60	3
3,90	3
4,20	5
4,50	3
4,80	11
5,10	13
5,40	12
5,70	12
6,00	14
6,30	14
6,60	14
6,90	5
7,20	14
7,50	11
7,80	15
8,10	13
8,40	14
8,70	15
9,00	17
9,30	21
9,60	15
9,90	18
10,20	16
10,50	18
10,80	20
11,10	19
11,40	18
11,70	15
12,00	16
12,30	
12,60	
12,90	
13,20	
13,50	
13,80	
14,10	
14,40	
14,70	
15,00	

Profondità da piano campagna [m]



Tipo di penetrometro:

DPSH PAGANI

Assistente alla prova:

Geol. Giovanni VIGANO'

Data:

10 Gennaio 2018

FA.BO. S.R.L. - Via Incoronata 3 - 26900 LODI

COMUNE DI LODI VECCHIO (LO)

Realizzazione di quattro ville bifamiliari ("Comunità Alloggio Sociale Anziani"-C.A.S.A.) all'interno del Piano Attuativo ambito AT3-UMI2

Relazione geologica (R1-R3) e Relazione geotecnica (R2) - D.G.R. n.IX/2616 30.11.2011 e D.M. 17.01.2018

Allegato 4

CERTIFICATI DI PROVA ANALISI GRANULOMETRICHE



Laboratorio Geotecnologico Pavia
Prove su terreni e materiali da costruzione

Concessioni Ministero delle
Infrastrutture e dei Trasporti
DM 35831/92 Materiali da Costruzione
DM 53084/05 Terre e Rocce
Laboratorio Qualificato Anas

LODI VECCHIO (LO) LOTTO AT3umi2

CERTIFICATI DI PROVA DAL N° 897 AL N° 899

PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

**LABORATORIO
GEOTECNOLOGICO PAVIA s.r.l.**

26 GENNAIO 2018

**DOTT. GEOL. GIOVANNI VIGANO*
LODI (LO)**



Il presente documento può essere riprodotto solo con l'autorizzazione di questo laboratorio. Le copie non autorizzate saranno considerate contraffatte.
Laboratorio GeoTecnologico Pavia srl | Via del Commercio, 2/A | 27010 Cura Carpignano (PV) | tel 0382.483389 | fax 0382.483389
P.Iva 02528750181 | Capitale sociale € 100.000,00 | C.C.I.A.A. Pavia n° 281187 | www.laboratorioigp.it | info@laboratorioigp.it



*Progetti e Soluzioni
da 1980 a Oggi*



Laboratorio Geotecnologico Pavia

Prove su terreni e materiali da costruzione

Concessioni Ministero delle
Infrastrutture e dei Trasporti
DM 3583/92 Materiali da Costruzione
DM 53064/05 Terre e Rocce
Laboratorio Qualificato Anas

Certificato di prova n° 897 del 26/01/2018 - Parte 1 di 1

Pag. 1/2

Verbale di accettazione N° 5 del 19/01/2018

ANALISI GRANULOMETRICA DI UNA TERRA (ASTM D 422)

Committente: Dott. Geol. Giovanni Viganò Data consegna: 19/01/2018
Lodi (LO) Data inizio/fine prova: 23-26/01/2018
Cantiere: Lodi Vecchio (LO)
Lotto AT3umi2
Ubicazione prelievo: da 1,50 a 1,90 m.
Campione N. : 5/1

Descrizione del campione:
Campione rimaneggiato. Limo sabbioso-argilloso.

RISULTATO DELLA PROVA

Analisi granulometrica eseguita: per via secca
per via umida

ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA				
Crivelli (mm)	Setacci (mm)	Trattenuto parziale %	Trattenuto progressivo %	Passante progressivo %
	8			100,0
	4	0,2	0,2	99,8
	2	1,2	1,4	98,6
	1	1,3	2,8	97,2
	0,5	2,6	5,3	94,7
	0,25	5,9	11,2	88,8
	0,125	9,3	20,6	79,4
	0,075	1,4	22,0	78,0
	<	78,0	100,0	0,0

ANALISI GRANULOMETRICA PER SEDIMENTAZIONE		
	Diametro equiv. (mm)	Totale passante %
	0,0532	53,9
	0,0371	43,1
	0,0260	33,8
	0,0182	27,6
	0,0132	22,6
	0,0093	18,9
	0,0065	16,4
	0,0046	13,9
	0,0033	12,4
	0,0023	11,2
	0,0013	9,3

Lo Sperimentatore (S. Bonomini) LABORATORIO GEOTECNOLOGICO PAVIA s.r.l. Il Direttore (Dott. S. Bonfoco)



Il presente documento può essere riprodotto solo con l'autorizzazione di questo laboratorio. Le copie non autorizzate saranno considerate contraffatte.
Laboratorio Geotecnologico Pavia srl | Via del Commercio, 2/A | 27010 Cura Carpignano (PV) | tel 0382.483389 | fax 0382.483389
P. Iva 02528750181 | Capitale sociale € 100.000,00 | C.C.I.A.A. Pavia n° 381187 | www.laboratorioigp.it | info@laboratorioigp.it





Laboratorio Geotecnologico Pavia

Prove su terreni e materiali da costruzione

Concessioni Ministero delle
Infrastrutture e dei Trasporti
DM 3589/92 Materiali da Costruzione
DM 53084/05 Terre e Rocce
Laboratorio Qualificato Anas

Committente: **Dati Geol. Giovanni Vignato**
Lodi (LO)
Cantiere: **Lodi Vecchio (LO)**
Lote A13 km12
Data inizio/fine prova: **23/26/01/2018**

Pag. 2/2

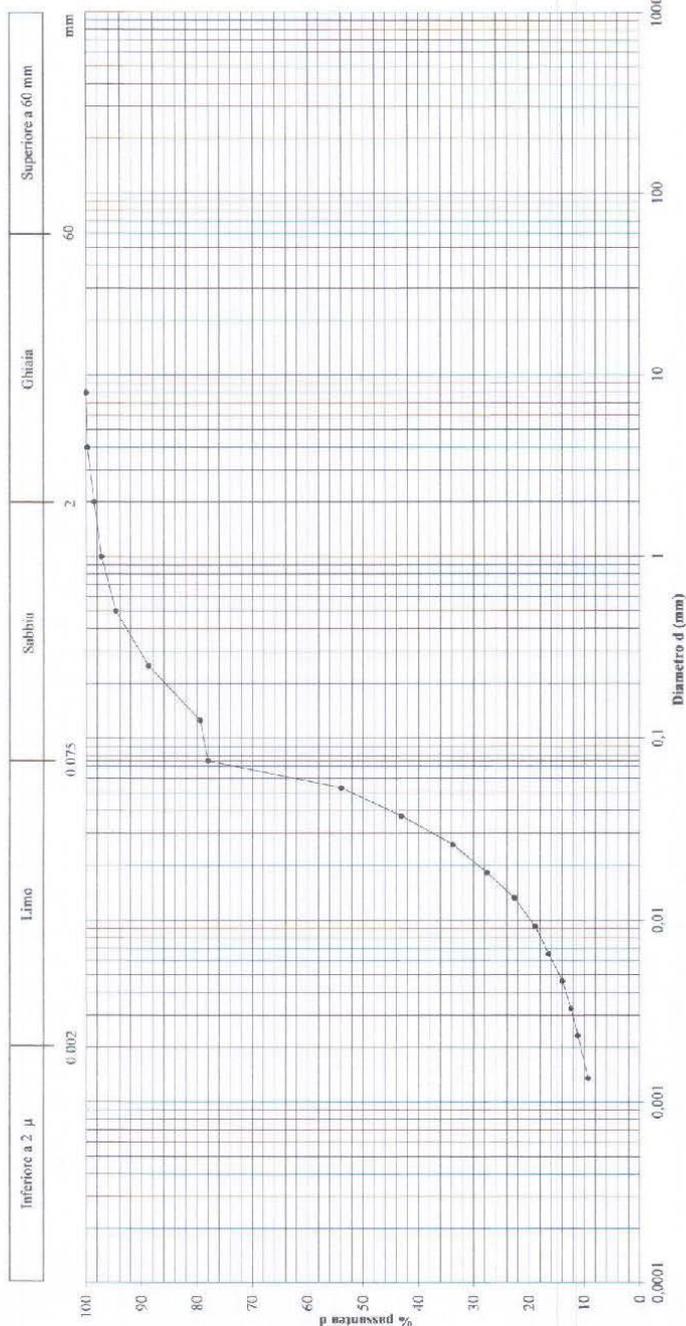
ANALISI GRANULOMETRICA

(ASTM D 422)

Certificato di prova n° 897 del 26/01/2018 - Parte I di I

Verbale di accettazione N° 5 del 19/01/2018

Campione	Ubicazione prelievo	< 2 μ	Limo	Sabbia	Ghiaia	60-120	120-240	> 240 mm	150	D10	U	C
5/1	da 1.50 a 1.90 m.	%	%	%	%	%	%	%	mm	mm	D60/D10	D ² ₅₀ /(D ₆₀ *10)
		11	67	21	1				0,058	0,021	34,1	4,5



Il Direttore
(Dott. S. Bonomi)

LABORATORIO
GEOTECNOLOGICO PAVIA s.r.l.

Lo Sperimentatore
(S. Bonomi)





Laboratorio Geotecnologico Pavia

Prove su terreni e materiali da costruzione

Concessioni Ministero delle
Infrastrutture e dei Trasporti
DM 95891/92 Materiali da Costruzione
DM 53094/05 Terreni e Rocce
Laboratorio Qualificato Anas

Certificato di prova n° 898 del 26/01/2018 - Parte 1 di 1

Pag. 1/2

Verbale di accettazione N° 5 del 19/01/2018

ANALISI GRANULOMETRICA DI UNA TERRA (ASTM D 422)

Committente: Dott. Geol. Giovanni Viganò Data consegna: 19/01/2018
Lodi (LO) Data inizio/fine prova: 23-26/01/2018
Cantiere: Lodi Vecchio (LO)
Lotto AT3umi2
Ubicazione prelievo: da 2,00 a 2,40 m.
Campione N. : 5/2

Descrizione del campione:

Campione rimaneggiato. Sabbia ghiaioso-limosa.

RISULTATO DELLA PROVA

Analisi granulometrica eseguita:

per via secca



per via umida



ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA				
Crivelli (mm)	Setacci (mm)	Trattenuto parziale %	Trattenuto progressivo %	Passante progressivo %
	16			100,0
	8	5,1	5,1	94,9
	4	6,2	11,3	88,7
	2	4,6	15,9	84,1
	1	7,1	23,0	77,0
	0,5	17,2	40,1	59,9
	0,25	28,8	68,9	31,1
	0,125	18,1	87,0	13,0
	0,075	1,6	88,5	11,5
	<	11,5	100,0	0,0

Lo Sperimentatore
(S. Bonomini)

LABORATORIO
GEOTECNOLOGICO PAVIA s.r.l.

Il Direttore
(Dott. S. Bonfoco)



Il presente documento può essere riprodotto solo con l'autorizzazione di questo laboratorio. Le copie non autorizzate saranno considerate contraffatte.
Laboratorio GeoTecnologico Pavia srl | Via del Commercio, 2/A | 27010 Cura Carpignano (PV) | tel 0382.463369 | fax 0382.463369
P.Iva 02528750181 | Capitale sociale € 100.000,00 | C.C.I.A.A. Pavia n° 291187 | www.laboratorioglp.it | info@laboratorioglp.it





Laboratorio Geotecnologico Pavia

Prove su terreni e materiali da costruzione

Concessionari Ministero delle
Infrastrutture e dei Trasporti
DM 35381/92 Materiali da Costruzione
DM 53084/05 Terre e Rocce
Laboratorio Qualificato Anss

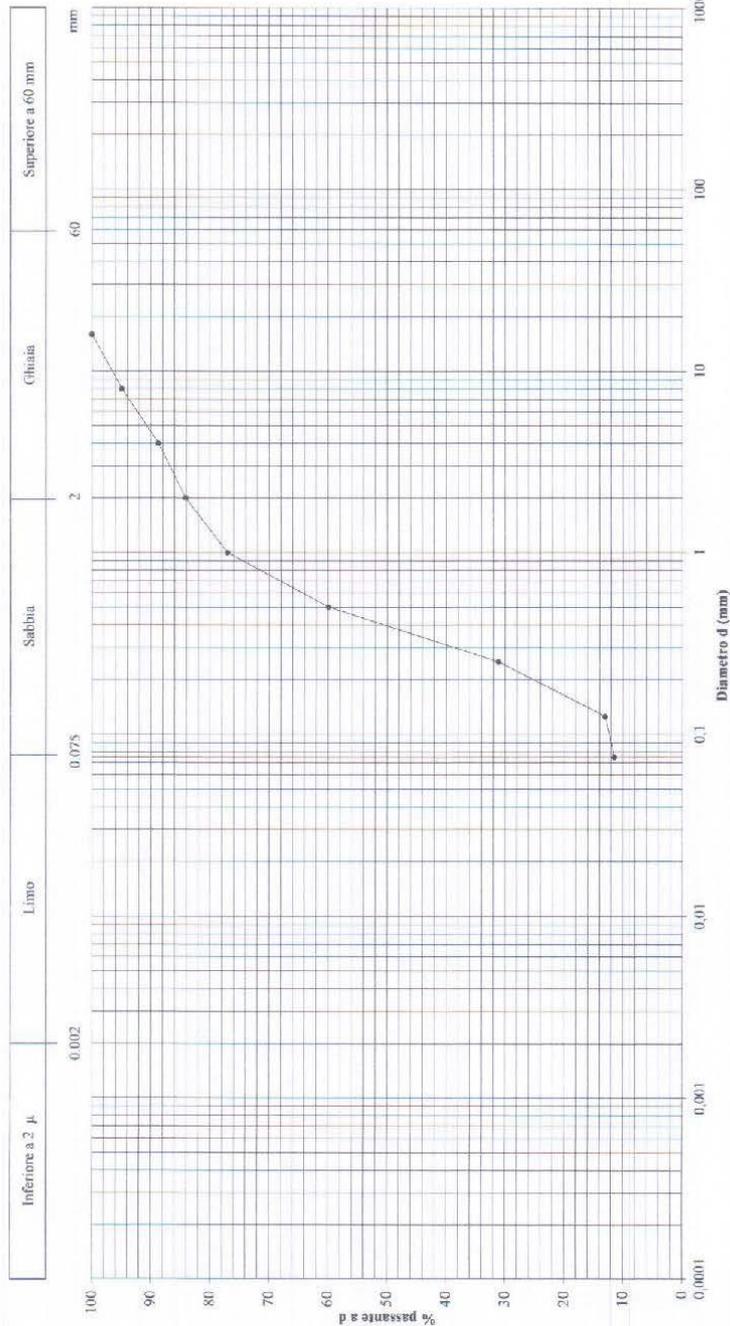
ANALISI GRANULOMETRICA (ASTM D 422)

Committente:
Dot. Geol. Giovanni Vignati
Labi (L.O.)
Leadi Vecchio (L.O.)
Lotto AT3um12
19/01/2018
Data consegna:
23/06/2018

Pag. 2/2

Certificato di prova n° 898 del 26/01/2018 - Parte I di I

Campione	Ubicazione prelievo	< 2 μ %	Limo %	Sabbia %	Ghiaia %	60-120 %	120-240 %	> 240 mm %	D50 mm	D10 mm	U	C
5/2	da 2,00 a 2,40 m.	11	73	16	0,5	0,24	12,5	2,9	D60/D10	D36/(D60*10)		



Il Direttore
(Dot. S. Bonifazi)

LABORATORIO
GEOTECNOLOGICO PAVIA s.r.l.

Il Sperimentatore
(S. Bonomini)





Laboratorio Geotecnologico Pavia

Prove su terreni e materiali da costruzione

Concessioni Ministero delle
Infrastrutture e dei Trasporti
DM 35831/92 Materiali da Costruzione
DM 53084/05 Terre e Rocce
Laboratorio Qualificato Anas

Certificato di prova n° 899 del 26/01/2018 - Parte 1 di 1

Pag. 1/2

Verbale di accettazione N° 5 del 19/01/2018

ANALISI GRANULOMETRICA DI UNA TERRA (ASTM D 422)

Committente: Dott. Geol. Giovanni Viganò Data consegna: 19/01/2018
Lodi (LO) Data inizio/fine prova: 23-26/01/2018
Cantiere: Lodi Vecchio (LO)
Lotto AT3umi2
Ubicazione prelievo: da 2,40 a 2,80 m.
Campione N. : 5/3

Descrizione del campione:

Campione rimaneggiato. Sabbia ghiaiosa debolmente limosa.

RISULTATO DELLA PROVA

Analisi granulometrica eseguita:

per via secca

per via umida



ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA				
Crivelli (mm)	Setacci (mm)	Trattenuto parziale %	Trattenuto progressivo %	Passante progressivo %
	31,5			100,0
	16	3,4	3,4	96,6
	8	7,1	10,5	89,5
	4	5,8	16,3	83,7
	2	6,8	23,1	76,9
	1	12,0	35,1	64,9
	0,5	25,5	60,6	39,4
	0,25	27,2	87,8	12,2
	0,125	6,6	94,4	5,6
	0,075	0,6	95,0	5,0
	<	5,0	100,0	0,0

Lo Sperimentatore
(S. Bonomini)

LABORATORIO
GEOTECNOLOGICO PAVIA s.r.l.

Il Direttore
(Dott. S. Bonfoco)



Il presente documento può essere fornito solo con l'autorizzazione di questo laboratorio. Le copie non autorizzate saranno considerate contraffatte.
Laboratorio GeoTecnologico Pavia srl | Via del Commercio, 2/A | 27010 Cura Carpignano (PV) | tel 0382 483389 | fax 0382 483389
P.Iva 02628750181 | Capitale sociale € 100.000,00 | C.C.I.A.A. Pavia n° 281167 | www.laboratoriolgp.it | info@laboratoriolgp.it





Laboratorio Geotecnologico Pavia

Prove su terreni e materiali da costruzione

Concessioni Ministero delle
Infrastrutture e dei Trasporti
DM 3583/92 Materiali da Costruzione
DM 53084/05 Terre e Rocce
Laboratorio Qualificato Anas

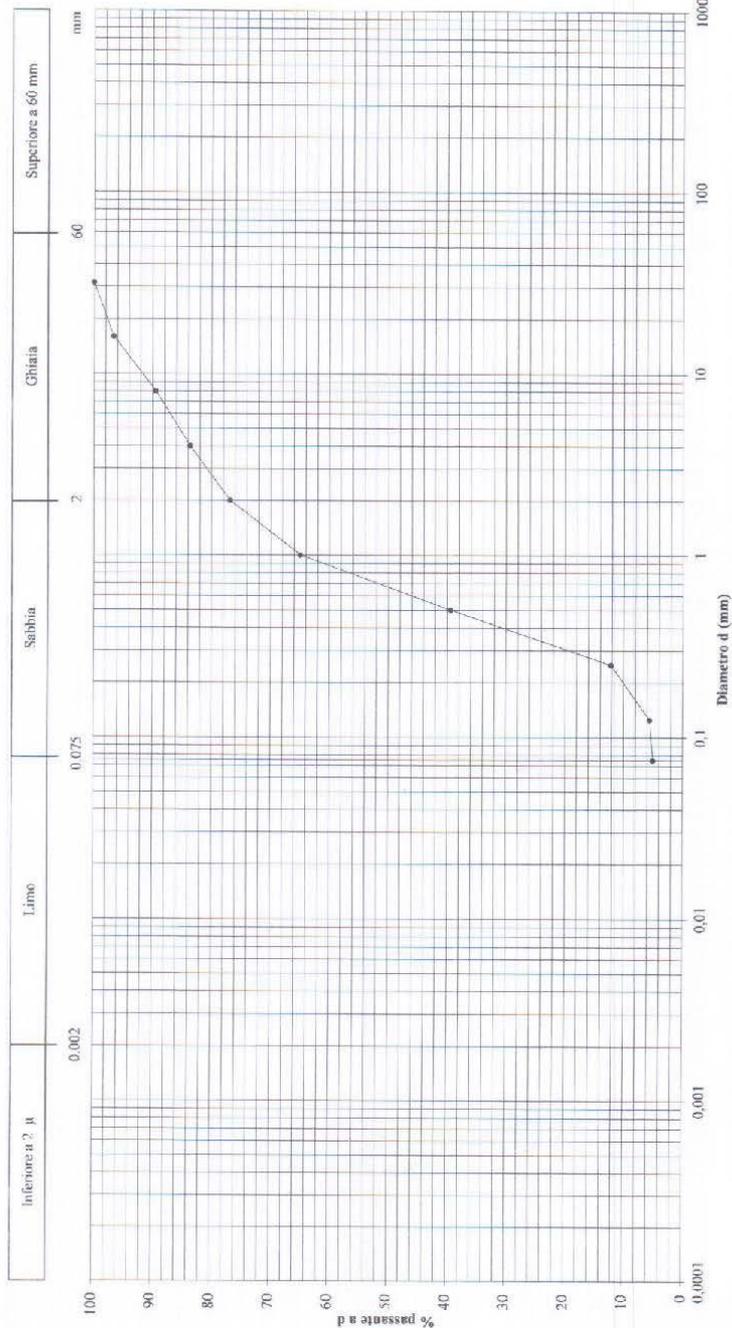
Committente: Dott. Geol. Giovanni Viraniò
Lodi (LO)
Lodi Vecchio (LO)
Lotto A1/3km2
19/01/2018
Data inizio/prova: 23-26/01/2018

ANALISI GRANULOMETRICA (ASTM D 422)

Page: 2/2

Certificato di prova n° 899 del 26/01/2018 - Parte I di I

Campione	Ubicazione prelievo	< 2 µ	Limo	Sabbia	Ghiaia	60-120	120-240	> 240 mm	D60	D30	D10	U	C
5/3	da 2,40 a 2,80 m.	%	%	%	%	%	%	%	mm	mm	mm	D ₆₀ /D ₁₀	D ₃₀ /(D ₆₀ *10)
		5	72	23					0,9	0,4	0,2	4,5	0,9



Il Direttore
(Dott. S. Bontempo)

LABORATORIO
GEOTECNOLOGICO PAVIA s.r.l.

Lo Sperimentatore
(S. Bontempo)



Il presente documento può essere riprodotto solo con l'autorizzazione di questo laboratorio. Le copie non autorizzate saranno considerate contraffatte.
Laboratorio Geotecnologico Pavia srl | Via del Commercio, 2/A | 27010 Cura Carpignano (PV) | tel 0362.483388 | fax 0362.483389
P.Iva 02528750181 | Capitale sociale € 100.000,00 | C.C.I.A.A. Pavia n° 281187 | www.laboratorioglp.it | info@laboratorioglp.it



FA.BO. S.R.L. - Via Incoronata 3 - 26900 LODI

COMUNE DI LODI VECCHIO (LO)

Realizzazione di quattro ville bifamiliari ("Comunità Alloggio Sociale Anziani"-C.A.S.A.) all'interno del Piano Attuativo ambito AT3-UMI2

Relazione geologica (R1-R3) e Relazione geotecnica (R2) - D.G.R. n.IX/2616 30.11.2011 e D.M. 17.01.2018

Allegato 5

MODULO 9

DICHIARAZIONE/ASSEVERAZIONE DEL GEOLOGO DI
CONGRUITA' DEI CONTENUTI DELLA RELAZIONE GEOLOGICA
AI REQUISITI RICHIESTI DAL PUNTO 6.2.1 DELLE N.T.C.
DM 14/01/2008 E/O DALLA D.G.R. IX 2616/2011

 Regione Lombardia	<h2>MODULO 9</h2>
DICHIARAZIONE/ASSEVERAZIONE DEL GEOLOGO DI CONGRUITA' DEI CONTENUTI DELLA RELAZIONE GEOLOGICA AI REQUISITI RICHIESTI DAL PUNTO 6.2.1 DELLE N.T.C. DM 14/01/08 e/o DALLA D.G.R. IX 2616/2011	
<p>I sottoscritti GEOL. GIOVANNI VIGANO' e GEOL. STEFANIA BRANCHI iscritti all'Ordine dei Geologi della Regione LOMBARDIA rispettivamente al n. AP1051 e 1007 incaricati in data GENNAIO 2018 da ARCH. TOMA per conto di FA.BO S.R.L. VIA INCORONATA 3 – 26900 LODI di redigere la relazione geologica relativa al seguente intervento REALIZZAZIONE DI 4 VILLE BIFAMILIARI ("COMUNITA' ALLOGGIO SOCIALE ANZIANI"-C.A.S.A.) NELL'ABITATO DI LODI VECCHIO IN VIA FREGONI ALL'INTERNO DEL PIANO ATTUATIVO AMBITO AT3-UMI2 eseguito in Comune di LODI VECCHIO VIA FREGONI CAP 26855 Comune Catastale LODI VECCHIO, Foglio n. 10- Mappale n.194 e 496</p> <p>consapevoli che in caso di dichiarazione mendace saranno puniti ai sensi del Codice Penale secondo quanto prescritto dall'art. 76 del succitato D.P.R. 445/2000 e che, inoltre, qualora dal controllo effettuato emerga la non veridicità del contenuto di taluna delle dichiarazioni rese, decadranno i benefici conseguenti al provvedimento eventualmente emanato sulla base della dichiarazione non veritiera (art. 75 D.P.R. 445/2000),</p> <p style="text-align: center;">DICHIARANO</p> <p>A. che la relazione geologica in oggetto è stata redatta ai sensi di:</p> <ul style="list-style-type: none"><input type="checkbox"/> D.M. 14 gennaio 2008 (N.T.C. p.to 6.2.1)<input checked="" type="checkbox"/> D.G.R. IX/2616 del 30 novembre 2011 e D.M. 14 gennaio 2008 (N.T.C. p.to 6.2.1)<input type="checkbox"/> D.M. 14 gennaio 2008 (N.T.C. p.to 6.2.1), recependo quanto contenuto in una relazione geologica già depositata, redatta ai sensi della D.G.R. IX/2616 del 30 novembre 2011 per il rilascio del titolo abilitativo relativo all'intervento in questione <p>B. che, ai sensi dello studio geologico comunale redatto in attuazione dell'art. 57 comma 1 della L.R. 12/2005, le caratteristiche geologiche del sito di intervento sono:</p> <p>1. <i>SCENARIO DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE PSL 1 LIV – DGR IX 2616/2011 all. 5 p.to 2.1</i></p> <ul style="list-style-type: none"><input type="checkbox"/> Z1 Instabilità dei versanti<input type="checkbox"/> Z2a Cedimenti<input type="checkbox"/> Z2b Liquefazione<input type="checkbox"/> Z3 Amplificazione topografica<input checked="" type="checkbox"/> Z4 Amplificazione Stratigrafica<input type="checkbox"/> Z5 Comportamenti differenziali<input type="checkbox"/> Nessuno scenario	

1.1 VERIFICA SISMICA DI SECONDO LIVELLO PSL 2 LIV – DGR IX 2616/2011 all. 5 p.to 2.2

- Fattore di amplificazione sismica calcolato (FAC) > Soglia comunale (FAS) *
- Fattore di amplificazione sismica calcolato (FAC) <= Soglia comunale (FAS) *
- Analisi di secondo livello non effettuata

* tenuto conto delle tolleranze ammesse nell'Allegato 5 della D.G.R. IX/2616/2011

2. CLASSE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA – DGR IX 2616/2011 p.to 3.1

- 1 senza particolari limitazioni
- 2 con modeste limitazioni
- 3 con consistenti limitazioni
- 4 con gravi limitazioni

2.1 TIPO DI LIMITAZIONE ALLA FATTIBILITA' GEOLOGICA - DGR IX 2616/2011 p.to 3.2

- a) Instabilità dei versanti dal punto di vista statico
- b) Vulnerabilità idrogeologica
- c) Vulnerabilità idraulica
- d) Scadenti caratteristiche geotecniche
- nessuna particolare limitazione

DICHIARANO INOLTRE

- C. di aver seguito tutte le prescrizioni previsti dalle norme geologiche di piano vigenti riportate nel piano delle regole del PGT del Comune di LODI VECCHIO
- D. di aver eseguito ai sensi degli allegati alla DGR IX/2616 del 30 novembre 2011:
 - Approfondimento relativo all'instabilità dei versanti dal punto di vista statico (App1)
 - Approfondimento relativo alla vulnerabilità idrogeologica (App2)
 - Approfondimento relativo alla vulnerabilità idraulica (App3)
 - Approfondimento relativo alle scadenti caratteristiche geotecniche (App4)
 - Approfondimento relativo agli aspetti sismici (App5), la cui tipologia e grado sono dettagliatamente descritte nelle successive schede
 - Nessun particolare approfondimento
- E. di aver redatto il modello geologico del sito sulla base di:
 - indagini appositamente eseguite nel sito d'interesse o nel suo immediato intorno, del tipo PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SCPT
 - indagini pregresse, la cui estendibilità al sito d'interesse è stata adeguatamente motivata in relazione, del tipo

- F. di aver valutato i fenomeni di amplificazione sismica di tipo stratigrafico attraverso:
- analisi di risposta sismica locale
 - procedura semplificata basata sulla definizione della seguente categoria di sottosuolo, di cui al punto 3.2.2 delle NTC, la cui applicabilità è stata adeguatamente motivata in relazione:
 A B C D E
mediante la seguente tipologia d'indagine PROVA SISMICA MASW/RE.MI E MISURA DEI RAPPORTI SPETTRALI HVSR CON VALUTAZIONE DELLA FREQUENZA FONDAMENTALE DI VIBRAZIONE DEL SITO
- G. di aver valutato i fenomeni di amplificazione sismica di tipo topografico attraverso:
- analisi di risposta sismica locale
 - procedura semplificata basata sulla definizione della seguente categoria topografica, di cui al punto 3.2.2 delle NTC, la cui applicabilità è stata adeguatamente motivata in relazione:
 T1 T2 T3 T4
mediante analisi morfologica condotta su base topografica a scala 1:500 (rilievo topografico) la cui idoneità al caso specifico è stata adeguatamente motivata in relazione
- H. di aver adeguatamente considerato la sicurezza nei confronti del fenomeno della liquefazione, mediante:
- esclusione della verifica (punto 7.11.3.4.2 NTC), opportunamente motivata in relazione
 - verifica di stabilità (punto 7.11.3.4.3 NTC) mediante la seguente metodologia: CALCOLO FS_L
- I. che l'intervento previsto risulta fattibile e compatibile con l'assetto geologico del sito:
- senza esecuzione di opere e/o interventi specifici per la mitigazione del rischio
 - previa esecuzione di opere e/o accorgimenti costruttivi da eseguirsi durante i lavori relativi all'intervento in oggetto
 - previa esecuzione di specifiche opere e/o interventi per la mitigazione del rischio da eseguirsi prima dei lavori relativi all'intervento in oggetto; in relazione a questo si specifica che tali lavori:
 - non sono stati eseguiti o sono stati eseguiti solo parzialmente
 - sono stati eseguiti nel rispetto delle prescrizioni contenute nello studio specifico e con il quale risultano compatibili

ASSEVERANO

ai sensi dell'art. 481 del Codice Penale la conformità di quanto eseguito ai fini della relazione in oggetto alla normativa nazionale e regionale vigente e la piena osservanza della relazione alle norme sismiche vigenti.

Dichiara infine di essere informato, ai sensi e per gli effetti di cui all'art. 10 della legge 675/96 che i dati personali raccolti saranno trattati, anche con strumenti informatici, esclusivamente nell'ambito del procedimento per il quale la presente dichiarazione viene resa.

Lodi, 24 ottobre 2018

I GEOLOGI



Stefania Branchi



Giovanni Viganò

FA.BO. S.R.L. - Via Incoronata 3 - 26900 LODI

COMUNE DI LODI VECCHIO (LO)

Realizzazione di quattro ville bifamiliari ("Comunità Alloggio Sociale Anziani"-C.A.S.A.) all'interno del Piano Attuativo ambito AT3-UMI2

Relazione geologica (R1-R3) e Relazione geotecnica (R2) - D.G.R. n.IX/2616 30.11.2011 e D.M. 17.01.2018

Allegato 6

MODULO 10

DICHIARAZIONE/ASSEVERAZIONE DELL'ESTENSORE DELLA
RELAZIONE GEOTECNICA DI CONGRUITA' DEI CONTENUTI
DELLA RELAZIONE GEOTECNICA AI REQUISITI RICHIESTI DAL
PUNTO 6.2.2 DELLE N.T.C. DM 14/01/2008

 Regione Lombardia	<h2>MODULO 10</h2>
DICHIARAZIONE/ASSEVERAZIONE DELL'ESTENSORE DELLA RELAZIONE GEOTECNICA DI CONGRUITA' DEI CONTENUTI DELLA RELAZIONE GEOTECNICA AI REQUISITI RICHIESTI DAL PUNTO 6.2.2 DELLE N.T.C. DM 14/01/08	
<p>I sottoscritti GEOL. GIOVANNI VIGANO' e GEOL. STEFANIA BRANCHI iscritti all'Ordine dei Geologi della Regione LOMBARDIA rispettivamente al n. AP1051 e 1007, incaricati in data GENNAIO 2018 da ARCH. TOMA per conto di FA.BO. S.R.L. Via Incoronata 3 – 26900 LODI di redigere la relazione geotecnica relativa al seguente intervento REALIZZAZIONE DI 4 VILLE BIFAMILIARI ("COMUNITA' ALLOGGIO SOCIALE ANZIANI"-C.A.S.A.) NELL'ABITATO DI LODI VECCHIO IN VIA FREGONI ALL'INTERNO DEL PIANO ATTUATIVO AMBITO AT3-UMI2 eseguito in Comune di LODI VECCHIO VIA FREGONI CAP 26855 Comune Catastale LODI VECCHIO, Foglio n.10 - Mappale n.194 e 496</p> <p>consapevoli che in caso di dichiarazione mendace saranno puniti ai sensi del Codice Penale secondo quanto prescritto dall'art. 76 del succitato D.P.R. 445/2000 e che, inoltre, qualora dal controllo effettuato emerga la non veridicità del contenuto di taluna delle dichiarazioni rese, decadranno i benefici conseguenti al provvedimento eventualmente emanato sulla base della dichiarazione non veritiera (art. 75 D.P.R. 445/2000),</p> <p style="text-align: center;">DICHIARANO</p> <p>A. di aver fatto riferimento al modello geologico desunto da specifica relazione a firma dei Geologi GIOVANNI VIGANO' e STEFANIA BRANCHI</p> <p>B. di aver redatto il modello geotecnico del sito considerando un volume significativo di terreno compatibile con le caratteristiche dell'intervento e la natura e caratteristiche del sottosuolo</p> <p>C. di aver considerato nei relativi calcoli geotecnici l'effetto delle azioni sismiche attese, tenendo adeguatamente in considerazione:</p> <p>1 gli effetti di amplificazione stratigrafica, attraverso:</p> <p><input type="checkbox"/> analisi di risposta sismica locale</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> procedura semplificata basata sulla definizione della seguente categoria di sottosuolo (punto 3.2.2 delle NTC2008):</p> <p style="text-align: center;"><input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> B <input checked="" type="checkbox"/> C <input type="checkbox"/> D <input type="checkbox"/> E</p>	

2. gli effetti di amplificazione topografica, attraverso:

analisi di risposta sismica locale

procedura semplificata basata sulla definizione della seguente categoria topografica (punto 3.2.2 delle NTC2008):

T1 T2 T3 T4

D. di aver adeguatamente tenuto in considerazione i risultati della verifica di sicurezza del terreno di fondazione nei confronti della liquefazione

E. di aver individuato i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

peso dell'unità di volume: 1.8 t/m³

angolo di resistenza al taglio: 25° (STRATO 1)

coesione efficace: 0 KPa

coesione non drenata: 0 kPa

F. di aver eseguito i calcoli geotecnici:

in condizioni drenate

in condizioni non drenate

G. di avere redatto la presente relazione conformemente a quanto previsto dalle norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14-01-2008

ASSEVERANO

ai sensi dell'art. 481 del Codice Penale la conformità di quanto eseguito ai fini della relazione in oggetto alla normativa nazionale vigente e la piena osservanza della relazione alle norme sismiche vigenti e delle relative istruzioni applicative.

Dichiarano infine di essere informati, ai sensi e per gli effetti di cui all'art. 10 della legge 675/96 che i dati personali raccolti saranno trattati, anche con strumenti informatici, esclusivamente nell'ambito del procedimento per il quale la presente dichiarazione viene resa.

GLI ESTENSORI DELLA RELAZIONE GEOTECNICA

(timbro e firma)



Giovanni Viganò



Stefania Branchi