



IL SINDACO

IL SEGRETARIO

LA PROPRIETA'

PROPRIETA' : Immobiliare Roma s.r.l.

DENOMINAZIONE: Relazione geologica-tecnica

ALLEGATO

G

data : *aprile 2015* **agg. :** *luglio 2016*

scala :

IMMOBILIARE ROMA SRL



RELAZIONE GEOLOGICA–GEOTECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI NUOVI EDIFICI RESIDENZIALI IN VIA FARINA NEL COMUNE DI VILLASANTA (MB)

Monza, agosto 2016

A cura di: Dott. Geol. R. Cortiana
Dott. Geol. F. Valentini

INDICE

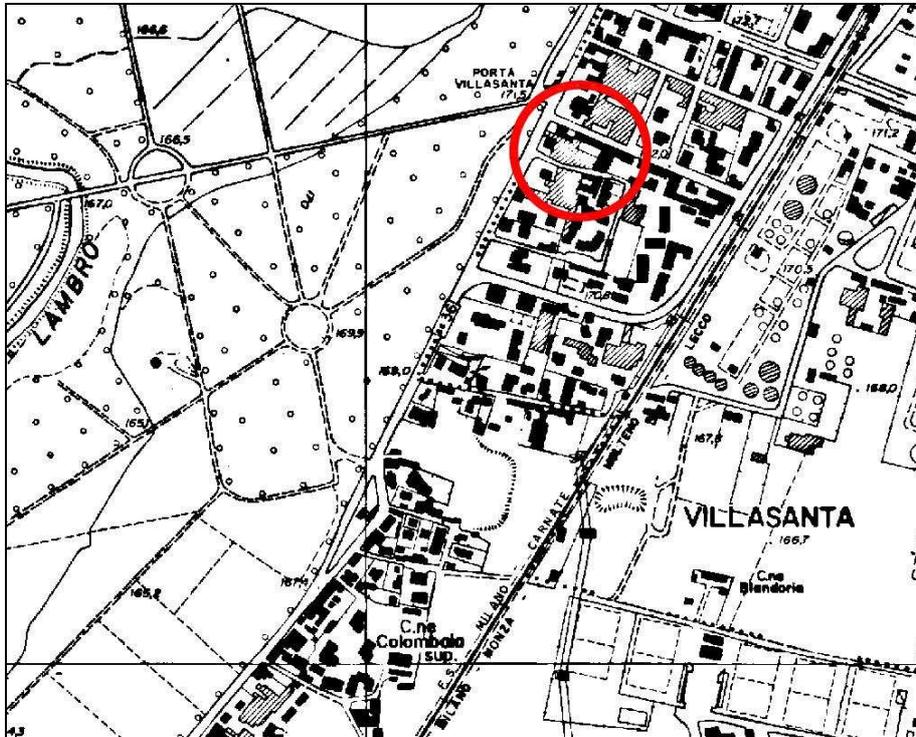
1	PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO	3
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO	5
3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	7
4	CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	8
4.1	Classificazione nazionale	8
4.2	Classificazione regionale.....	10
4.3	Progettazione antisismica	11
5	INDAGINE SISMICA	16
5.1	Prova MASW	16
5.2	Indagine in sito	16
5.3	Elaborazione dei dati.....	17
6	ANALISI RISCHIO SISMICO.....	18
6.1	Analisi di I livello	18
6.2	Analisi di II livello	18
7	INDAGINE GEOGNOSTICA.....	20
8	PARAMETRI GEOTECNICI.....	21
9	CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI SOTTOFONDO E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI	22
9.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	22
9.2	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	25
10	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	27
11	CONCLUSIONI	29

ALLEGATI

- UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE
- GRAFICI PROVE PENETROMETRICHE
- PROVA SISMICA MASW

1 PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO

La presente relazione, redatta per conto della società Immobiliare Roma Srl con sede in via Biancamano 14 a Monza, illustra i risultati di una campagna di indagini geognostiche realizzata presso un'area situata in via Turati angolo via Farina nel comune di Villasanta (MB) in previsione della realizzazione di un nuovo intervento edilizio.



Corografia area di studio

Nell'area in esame, nell'ambito del piano di lottizzazione via Farina, è prevista la realizzazione di due nuovi edifici residenziali che saranno dati da un piano interrato e 2/3 piani fuori-terra.



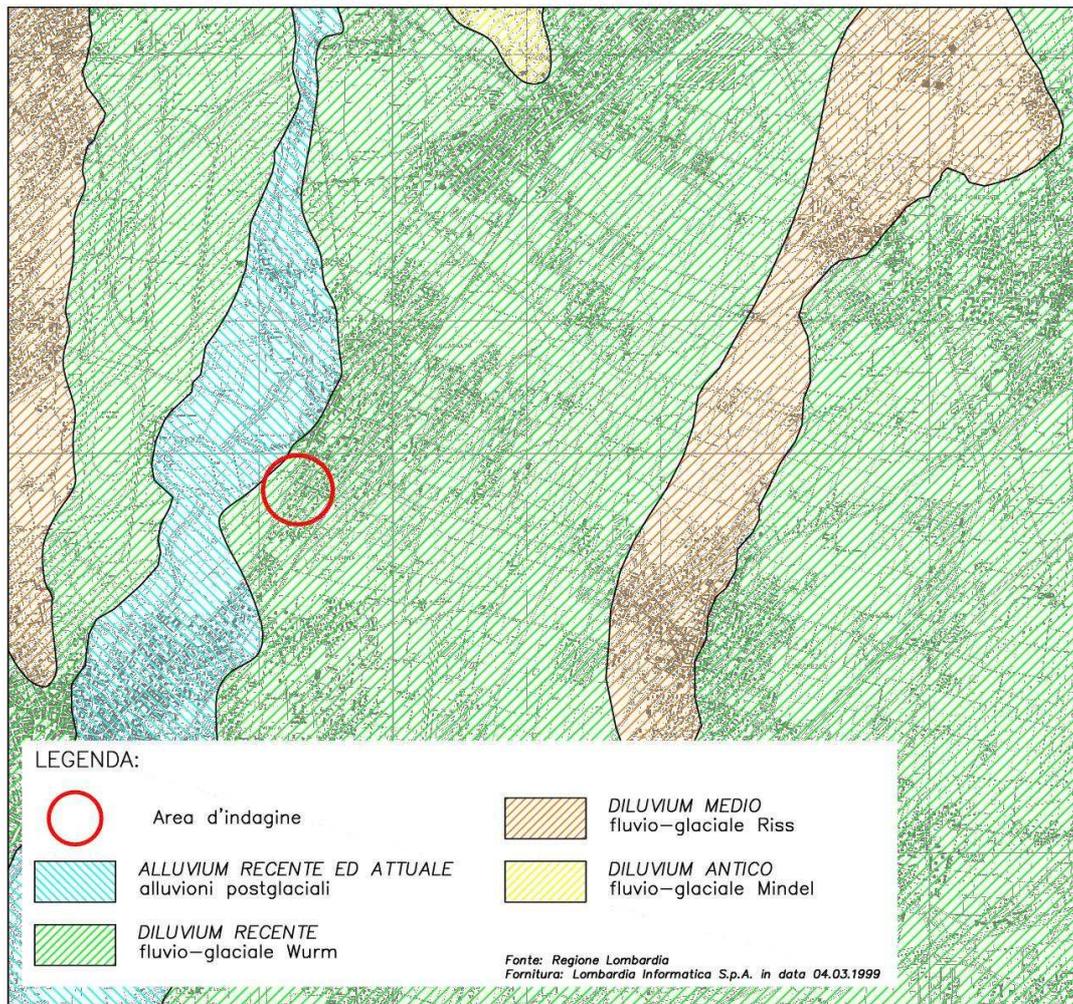
Planimetria intervento in progetto

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO

L'area in esame è situata presso il margine inferiore della "alta pianura terrazzata" lombarda che, a grandi linee, è compresa tra la pianura Padana vera e propria a sud e gli anfiteatri morenici della Brianza a nord. Questa zona è costituita da depositi quaternari abbandonati dalle alluvioni fluvio-glaciali che si sono verificate nei periodi interglaciali separanti le caratteristiche glaciazioni del Pleistocene. Nel Pleistocene dai rilievi alpini scesero grandiose lingue glaciali, con ripetute avanzate e successivi ritiri anche nell'ambito di ciascuna delle tre glaciazioni riconosciute, denominate tradizionalmente dalla più antica: Mindel, Riss e Wurm. Contemporaneamente e successivamente a ciascuna delle grandi invasioni glaciali, corsi d'acqua che scendevano dalle Alpi depositarono le loro ghiaie e sabbie. Si formò una coltre alluvionale che costituisce la parte superficiale del sottosuolo monzese e che ospita la falda acquifera sfruttata per l'approvvigionamento idrico.

Nel comune di Villasanta affiorano le seguenti unità:

- depositi fluvio-glaciali attribuibili al *Diluvium Recente* (Wurm), costituiscono la quasi totalità del territorio di Monza, dati da sabbie e ghiaia prevalenti con subordinate lenti limoso-argillose, presentano uno strato di alterazione di circa 1 m di spessore;
- depositi alluvionali recenti (*Alluvium recente*) che accompagnano il corso del Fiume Lambro, sono attribuiti al periodo più recente del Quaternario (Olocene), posteriore all'ultima glaciazione.



Estratto carta Geolitologica della Brianza

Come si osserva dalla Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000 (Foglio 45 – Milano), dalla Carta Geologica della Lombardia in scala 1:250.000 e nello stralcio di carta geologica allegata (estratto della Carta Geolitologica della Brianza), la zona in esame è caratterizzato dalla presenza di sedimenti appartenenti al

terrazzo fluvioglaciale (Diluvium Recente) di età Würm, che costituisce il livello fondamentale della pianura. Ad est dell'area in esame si ha invece la presenza di depositi alluvionali attuali del Fiume Lambro.

ALLUVIUM RECENTE

È costituito da depositi ghiaiosi e sabbiosi poco o per nulla alterati, che occupano la piana circostante l'alveo e sono legati agli episodi di esondazione del Fiume Lambro. Lo spessore di questi depositi, che si sovrappongono ai depositi appartenenti al fluvioglaciale wurm, tende a diminuire allontanandosi dall'alveo.

FLUVIOGLACIALE WURM

L'unità fluvioglaciale Wurm (DILUVIUM RECENTE) è litologicamente costituita da sedimenti ghiaioso-sabbiosi, talvolta con lenti limose o argilloso-limose, che generalmente mostrano caratteristiche d'addensamento discrete. Sono presenti, alle volte, intercalazioni di livelli conglomeratici che raggiungono spessori anche considerevoli e che sono però caratterizzati da una notevole variabilità sia laterale che orizzontale.

3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Secondo i dati reperiti presso il SIF (Sistema Informativo Falda) della Provincia di Milano la soggiacenza media della falda nell'area indagata si attesta a quote comprese tra i 10 m e i 15 m dal p.c (vedasi carta della soggiacenza sotto-riportata).

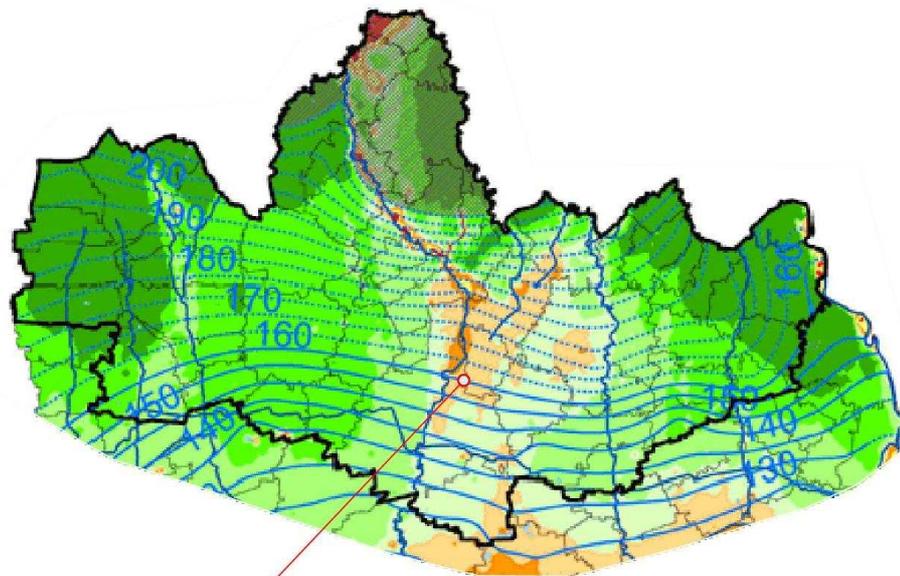
PIEZOMETRIA E SOGGIACENZA DELLA FALDA FREATICA Settembre 2009

Legenda

-  Isopiezia (m slm)
-  Isopiezia stimata (m slm)
-  lago
-  corsi d'acqua

Soggiacenza

-  Area con falda subaffiorante
-  0 - 5 m
-  5 - 10 m
-  10 - 15 m
-  15 - 20 m
-  20 - 30 m
-  30 - 40 m
-  > 40 m
-  Soggiacenza stimata



Area d'indagine

Provincia di Milano

Settore Risorse Idriche, Cave e Acque Superficiali
Servizio Acque Sotterranee e Banche Dati Idriche
Sistema Informativo Falda

La litologia dei depositi sede di intervento è data prevalentemente da materiale granulare che tende a sfavorire l'insorgere di fenomeni di scorrimento subcorticale della acque di infiltrazione meteorica che tenderanno quindi a infiltrarsi verticalmente nei depositi presenti.

4 CLASSIFICAZIONE SISMICA

Le azioni sismiche attese in un certo sito si prevedono, su base probabilistica, tramite la pericolosità sismica che è funzione delle caratteristiche di sismicità regionali e del potenziale sismogenetico delle sorgenti sismiche; la valutazione della pericolosità sismica porta poi alla valutazione del rischio sismico di un sito in termini di danni attesi a cose e persone come prodotto degli effetti di un evento sismico.

La pericolosità sismica valutata all'interno di un sito deve essere stimata come l'accelerazione orizzontale massima al suolo in un dato periodo di tempo, definendo i requisiti progettuali antisismici per le nuove costruzioni nel sito stesso.

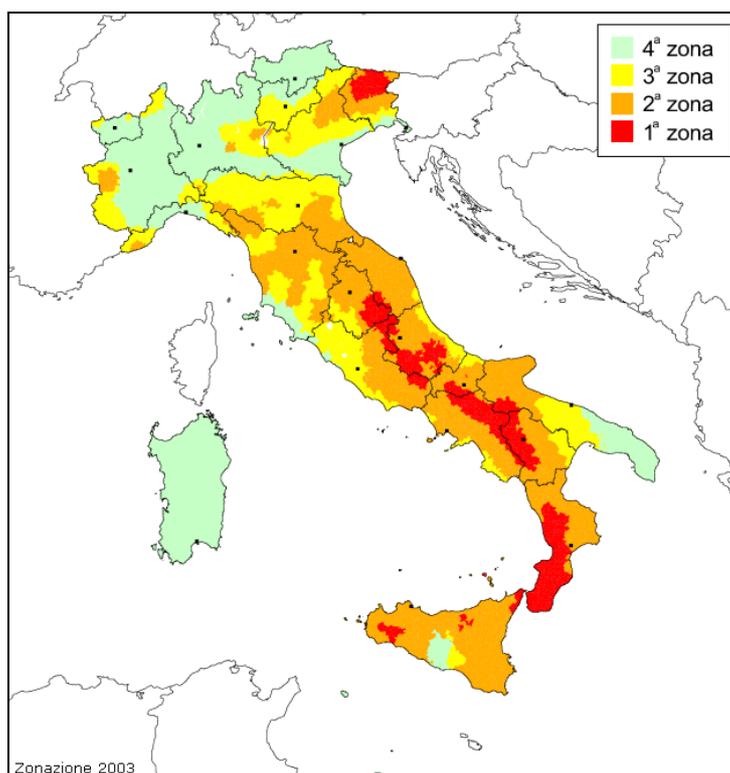
4.1 Classificazione nazionale

OPCM 20 marzo 2003

Sulla base del documento *Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale* elaborato dal Gruppo di Lavoro costituito dalla Commissione Naz. Di Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi (23 aprile 1997) e successive precisazioni, sono state individuate in tutto il territorio nazionale 4 zone sismiche, secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni. La valutazione di a_g è stata calcolata con metodologie internazionali aggiornate periodicamente con procedure trasparenti e riproducibili.

La zonizzazione sismica dell'intero territorio nazionale è stata effettuata secondo l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/03 pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8/05/03 Supplemento Ordinario n. 72: *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. Costituiscono parte integrante dell'ordinanza:

- ✓ Allegato 1 - *Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*
- ✓ Allegato 2 - *Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*
- ✓ Allegato 3 - *Norme tecniche per il progetto sismico dei ponti*
- ✓ Allegato 4 - *Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazioni e di sostegno dei terreni.*



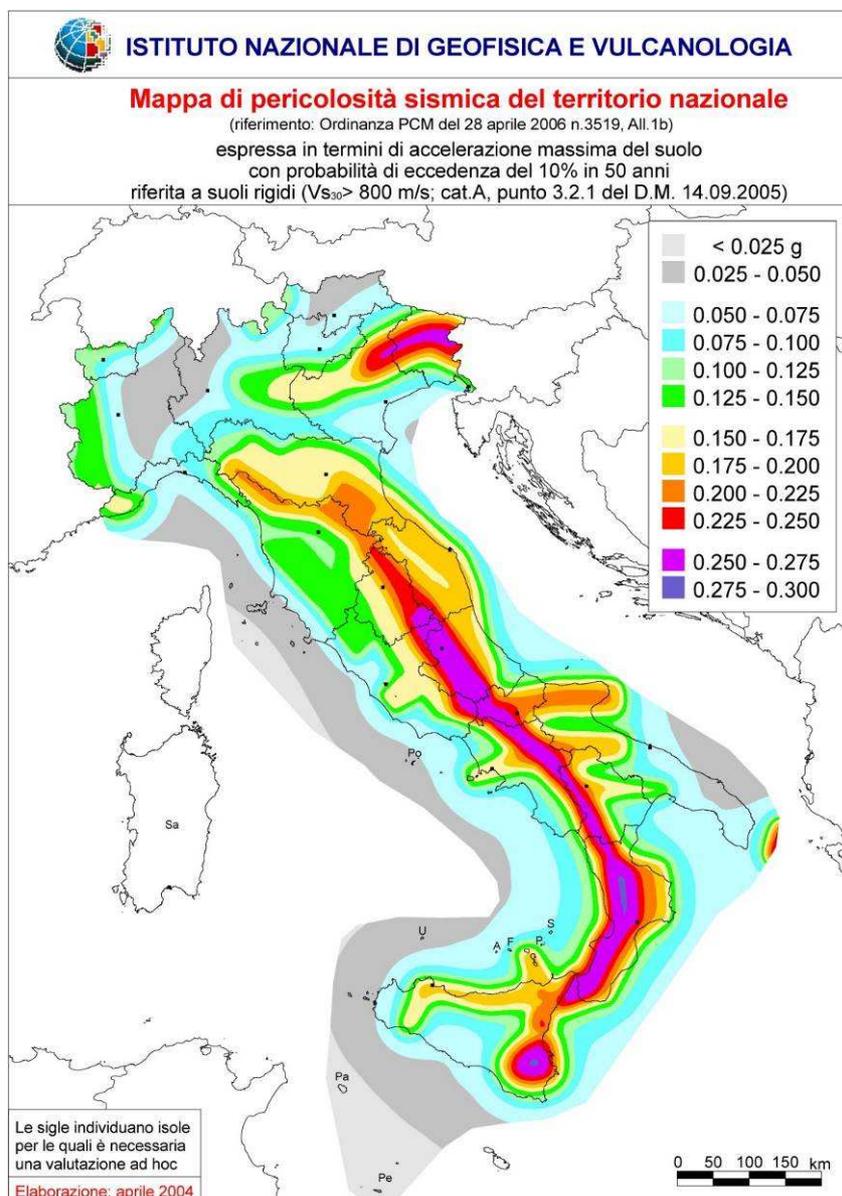
Secondo questa zonizzazione (vedasi figura di seguito riportata) il comune di Villasanta si trova in **zona 4** (colore verde), cioè nella zona, tra quelle individuate, di minor rischio sismico.

OPCM 28 aprile 2006

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28/04/06 pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale dell'11/05/06 Serie Generale Anno 147° - n. 108 (*Criteria generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*) adotta come riferimento ufficiale una nuova mappa di pericolosità sismica e definisce i criteri generali per la classificazione delle zone sismiche. Costituiscono parte integrante dell'ordinanza:

- ❖ Allegato 1A - *Criteri per l'individuazione delle zone sismiche e la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*
- ❖ Allegato 1B - *Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale.*

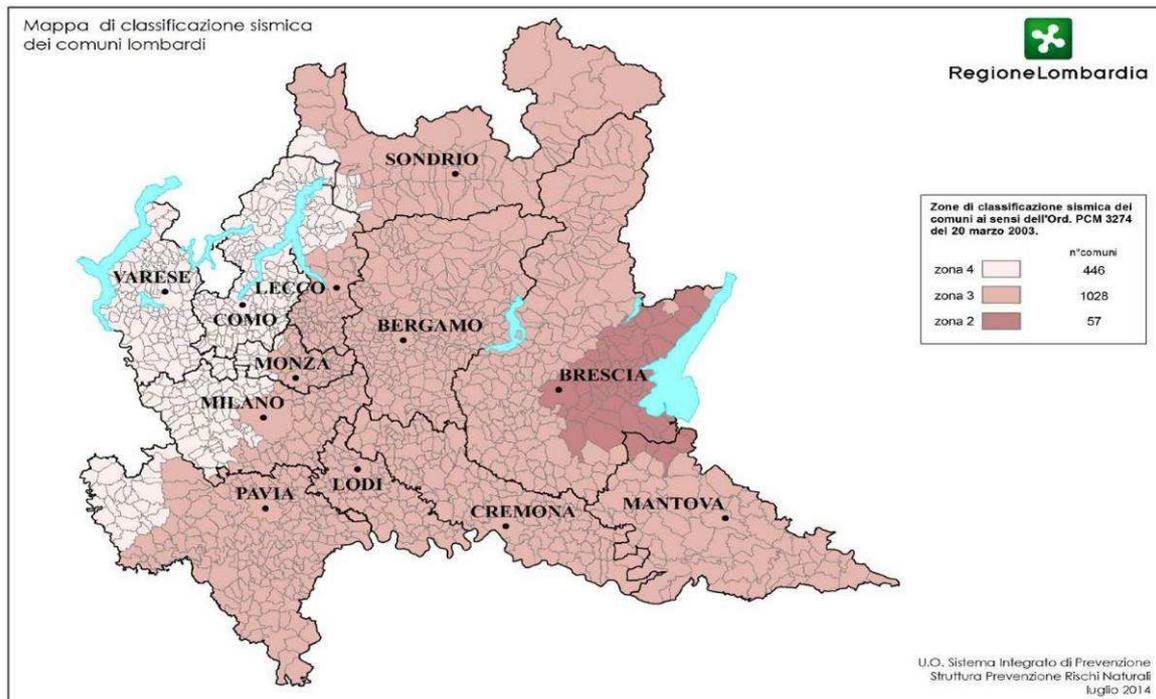
La mappa, riportata nell'Allegato 1B (vedasi figura di seguito riportata), rappresenta graficamente la pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima del suolo (a_g), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi caratterizzati da $V_{S30} > 800$ m/s.



4.2 Classificazione regionale

D.G.R. 11 luglio 2014 n. X/2129

La Regione Lombardia con D.G.R. 11 luglio 2014 n. X/2129 *Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia* (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d) e pubblicata sul Bollettino Ufficiale della Regione in data 16 luglio 2014 ha provveduto alla nuova classificazione sismica dei comuni della Regione Lombardia così come previsto dall'ordinanza **O.P.C.M. 3519/06** "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".



La Regione Lombardia con **D.G.R. 8 ottobre 2015 – n. X/4144** – *Ulteriore differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio approvata con d.g.r. 11 luglio 2014, n. 2129* «*Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, comma 108, lett. d)* - ha ulteriormente deliberato di differire al 10 aprile 2016 il termine dell'entrata in vigore della D.G.R. 21 luglio 2014, n.2129.

Secondo la nuova classificazione il comune di Villasanta si trova in zona 3 caratterizzata da una $AgMax$ pari a 0,058386.

4.3 Progettazione antisismica

D.M. 14 gennaio 2008

Dal 1° luglio 2009 la progettazione antisismica in Italia è regolata dal D.M. 14/01/08 per tutte le zone sismiche e per tutte le tipologie di edifici.

Il D.M. 14 gennaio 2008 (*Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*), pubblicato sulla G.U. n. 29 del 04/02/08, in vigore dal 5 marzo 2008, sostituisce il precedente D.M. 14 settembre 2005, fatto salvo il periodo di monitoraggio di 18 mesi di cui al comma 1 dell'art. 20 della L. 28 febbraio 2008, n. 31.

Queste nuove Norme Tecniche per le Costruzioni definiscono i criteri definitivi per la classificazione sismica del territorio nazionale in recepimento del Voto 36 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 27 luglio 2007 (*Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale*); tali criteri prevedono la valutazione dell'azione sismica definita puntualmente al variare del sito e del periodo di ritorno considerati, in termini di accelerazione del suolo a_g e di forma dello spettro di risposta. Costituiscono parte integrante del decreto:

- Allegato A - *Pericolosità sismica*
- Allegato B - *Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica.*

Diversamente dalla precedente normativa l'azione sismica non viene più valutata riferendosi ad una zona sismica (territorialmente coincidente con più entità amministrative), ad un'unica forma spettrale e ad un periodo di ritorno prefissato ed uguale per tutte le costruzioni, ma viene valutata sito per sito e costruzione per costruzione.

Secondo l'allegato A l'azione sismica sulle costruzioni viene valutata a partire da una pericolosità sismica di base in condizioni ideali di sito di riferimento rigido (categoria di sottosuolo A) con superficie topografica orizzontale (categoria T1).

La pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta con sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali; i risultati dello studio di pericolosità devono essere forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale sopra definite;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata in funzione delle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo e morfologiche della superficie; tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo indicate nella tabella 3.2.II, di cui al punto 3.2.2 *Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche*, capitolo 3 *Azioni sulle costruzioni* del D.M. 14/01/2008.

Sono state definite cinque classi di terreni (A, B, C, D, E) identificabili in base ai valori della velocità equivalente $V_{S,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. In mancanza di misure di V_s , l'identificazione della categoria di sottosuolo può essere effettuata sulla base dei valori di altre grandezze geotecniche, quali il numero dei colpi della prova penetrometrica dinamica (N_{SPT}) per depositi di terreni prevalentemente a grana grossa e la resistenza non drenata (c_u) per depositi di terreni prevalentemente a grana fine.

In base alle grandezze sopra definite si identificano le seguenti le categorie di sottosuolo di riferimento:

- A *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di V_{S30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3 m.
- B *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà

- meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- C *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- D *Depositi di terreni grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S30} < 180$ m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
- E *Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore a 20 m*, posti sul substrato di riferimento (con $V_S > 800$ m/s).

La classificazione è effettuata sulla base del parametro $V_{S,30}$ che rappresenta la velocità delle onde di taglio S riferita a 30 m di profondità e calcolata utilizzando la seguente espressione, riportata nel D.M. 14.09.2005 e nel D.M. 14.01.2008 (NTC):

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Condizioni topografiche

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione, di cui al punto 3.2.2 *Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche*.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante pendii e rilievi con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 3.2.IV - Categorie topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. L'area di esame presenta configurazioni superficiali semplici, pertanto è possibile adottare la classificazione riportata in tabella 3.2.IV.

Sulla base dei dati topografici disponibili (riportati in cartografia), l'area rientra mediamente nella categoria **T1** ovvero *Superficie pianeggiante, con inclinazione media $i \leq 15^\circ$* .

D.G.R. n. 14964 del 7 novembre 2003

La Regione Lombardia con D.G.R. n. 14964 del 7/11/03 prende atto della classificazione fornita in prima applicazione dalla citata ordinanza 3274/03 ed impone l'obbligo della progettazione antisismica per i comuni che ricadono in zona 2, zona 3 ed in zona 4 esclusivamente per gli edifici strategici e rilevanti, così come individuati dal D.D.U.O. n. 19904 del 21/11/03.

D.G.R. n IX/2616 del 30 novembre 2011

Per l'analisi della pericolosità sismica dell'area in esame si è fatto riferimento all'Allegato 5 (*Analisi e valutazione degli effetti sismici di sito in Lombardia finalizzate alla definizione dell'aspetto sismico nei Piani di Governo del Territorio*)

	Livelli di approfondimento e fasi di applicazione		
	1^ livello fase pianificatoria	2^ livello fase pianificatoria	3^ livello fase progettuale
Zona sismica 2-3	obbligatorio	Nelle zone PSL Z3 e Z4 se interferenti con urbanizzabile e esclusione delle aree già inedificabili	- Nelle aree indagate con il 2^ livello quando Fa calcolato > valore soglia comunale; - Nelle zone PSL Z1 e Z2.
Zona sismica 4	obbligatorio	Nelle zone PSL Z3 e Z4 solo per edifici strategici e rilevanti di nuova previsione (elenco tipologico di cui al d.d.u.o. n. 19904/03)	- Nelle aree indagate con il 2^ livello quando Fa calcolato > valore soglia comunale; - Nelle zone PSL Z1 e Z2 per edifici strategici e rilevanti.

PSL = Pericolosità Sismica Locale

Tale allegato illustra la metodologia per la valutazione dell'amplificazione sismica locale che prevede tre livelli di approfondimento, di seguito sintetizzati:

- 1° livello, riconoscimento delle aree passibili di amplificazione sismica sulla base sia di osservazioni geologiche (cartografia di inquadramento), sia di dati esistenti. Questo livello, obbligatorio per tutti i Comuni, prevede la redazione della Carta della pericolosità sismica locale, nella quale deve essere riportata la perimetrazione areale (e lineare per gli scenari Z3a, Z3b e Z5) delle diverse situazioni tipo, riportate nella Tabella 1 dell'Allegato 5, in grado di determinare gli effetti sismici locali (aree a pericolosità sismica locale - PSL).
- 2° livello, caratterizzazione semiquantitativa degli effetti di amplificazione attesi negli scenari perimetrati nella carta di pericolosità sismica locale, che fornisce la stima di risposta sismica nei terreni in termini di valore di Fattore di Amplificazione (Fa)
- 3° livello, definizione degli effetti di amplificazione tramite indagini e analisi più approfondite.

Il primo livello è obbligatorio per tutti i comuni.

riconoscimento delle aree passibili di amplificazione sismica sulla base sia di osservazioni geologiche (cartografia di inquadramento), sia di dati esistenti. Questo livello, obbligatorio per tutti i Comuni, prevede la redazione della Carta della pericolosità sismica locale, nella quale deve essere riportata la perimetrazione areale (e lineare per gli scenari Z3a, Z3b e Z5) delle diverse situazioni tipo, riportate nella Tabella 1 dell'Allegato 5, in grado di determinare gli effetti sismici locali (aree a pericolosità sismica locale - PSL).

Consiste in un approccio di tipo qualitativo e costituisce lo studio propedeutico ai successivi livelli di approfondimento; è un metodo empirico che trova le basi nella continua e sistematica osservazione diretta degli effetti prodotti dai terremoti

Il metodo permette l'individuazione delle zone ove i diversi effetti prodotti dall'azione sismica sono, con buona attendibilità, prevedibili, sulla base di osservazioni geologiche e sulla raccolta dei dati disponibili per una determinata area, quali la cartografia topografica di dettaglio, la cartografia geologica e dei dissesti (a scala 1:10.000 e 1:2.000) e i risultati di indagini geognostiche, geofisiche e geotecniche già svolte e che saranno oggetto di un'analisi mirata alla definizione delle condizioni locali (spessore delle coperture e condizioni stratigrafiche generali, posizione e regime della falda, proprietà indice, caratteristiche di consistenza, grado di sovraconsolidazione, plasticità e proprietà geotecniche nelle condizioni naturali, ecc.). Perciò, salvo per quei casi in cui non siano disponibili informazioni geotecniche di alcun tipo, nell'ambito degli studi di 1° livello non sono necessarie nuove indagini geotecniche.

Lo studio consiste nella raccolta dei dati esistenti e nella redazione di un'apposita cartografia a scala 1:10.000 – 1:2.000 rappresentata dalla:

- *carta geologica con le relative sezioni, in cui viene rappresentato il modello geologico e tettonico dell'area, le formazioni, le discontinuità e i lineamenti tettonici in essa presenti;*
- *carta geomorfologica, in cui vengono distinte le varie forme e i processi (dinamica dei versanti, dinamica fluviale, etc.) in atto, quiescenti o relitti presenti nell'area in esame;*

- carta della pericolosità sismica locale (PSL), derivata dalle precedenti carte di base, in cui viene riportata la perimetrazione areale delle situazioni tipo Z1, Z2, Z4 e gli elementi lineari delle situazioni tipo Z3, Z5, in grado di determinare gli effetti sismici locali (Tabella 1). In particolare per lo scenario Z3a si evidenzierà il ciglio della scarpata, per lo scenario Z3b la linea di cresta sommitale e per lo scenario Z5 il limite di contatto tra i litotipi individuati. Gli scenari Z1 e Z2 nell'analisi di 1° livello sono evidenziati sulla base del fenomeno prioritario che li caratterizza, quali fenomeni di instabilità e liquefazione e/o cedimenti: si sottolinea che le prescrizioni da assegnare a questi scenari in fase di pianificazione riguardano, oltre al fenomeno prioritario, anche i fenomeni di possibile amplificazione sismica che dovranno essere valutati in fase di progettazione sulla base degli interventi adottati per risolvere le problematiche prioritarie.

Sigla	SCENARIO PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	EFFETTI
Z1a	Zona caratterizzata da movimenti franosi attivi	Instabilità
Z1b	Zona caratterizzata da movimenti franosi quiescenti	
Z1c	Zona potenzialmente franosa o esposta a rischio di frana	
Z2a	Zone con terreni di fondazione saturi particolarmente scadenti (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.)	Cedimenti
Z2b	Zone con depositi granulari fini saturi	Liquefazioni
Z3a	Zona di ciglio H > 10 m (scarpata, bordo di cava, nicchia di distacco, orlo di terrazzo fluviale o di natura antropica, ecc.)	Amplificazioni topografiche
Z3b	Zona di cresta rocciosa e/o cocuzzolo: appuntite - arrotondate	
Z4a	Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi	Amplificazioni litologiche e geometriche
Z4b	Zona pedemontana di falda di detrito, conoide alluvionale e conoide deltizio-lacustre	
Z4c	Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (compresi le coltri loessiche)	
Z4d	Zone con presenza di argille residuali e terre rosse di origine eluvio-colluviale	
Z5	Zona di contatto stratigrafico e/o tettonico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse	Comportamenti differenziali

TABELLA 1 – SCENARI DI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

In riferimento alle diverse situazioni tipo, riportate nella suddetta tabella, in grado di determinare gli effetti sismici locali (aree a pericolosità sismica locale – PSL) si effettua l'assegnazione diretta della classe di pericolosità e conseguentemente dei successivi livelli di approfondimento necessari.

All'interno delle aree classificate come scenario Z1 o Z2 non è necessario realizzare l'analisi di 2° livello ma si passa immediatamente all'analisi di 3° livello.

All'interno delle aree classificate come scenario Z3 o Z4, si potrà realizzare (nei casi sotto riportati) l'analisi di 2° livello e, conseguentemente ai suoi risultati, si potrà realizzare (dove necessario) l'analisi di 3° livello in fase progettuale.

Lungo le aree classificate come scenario Z5 non è necessaria la valutazione quantitativa a livelli di approfondimento maggiore in quanto tale scenario esclude la possibilità di costruzione a cavallo dei due litotipi; in fase progettuale tale limitazione può essere rimossa qualora si operi in modo tale da avere un terreno di fondazione omogeneo.

Il secondo livello è obbligatorio in fase pianificatoria:

consiste nella caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi negli scenari perimetrati nella carta di pericolosità sismica locale, che fornisce la stima della risposta sismica dei terreni in termini di valore di Fattore di Amplificazione (Fa).

L'applicazione del 2° livello consente l'individuazione delle aree in cui la normativa nazionale risulta insufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale (Fa calcolato superiore a Fa di soglia comunali forniti dal Politecnico di Milano). Per queste aree si dovrà procedere alle indagini ed agli approfondimenti di 3° livello o, in alternativa, utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore, con il seguente schema:

- anziché lo spettro della categoria di suolo B si utilizzerà quello della categoria di suolo C; nel caso in cui la soglia non fosse ancora sufficiente si utilizzerà lo spettro della categoria di suolo D;
- anziché lo spettro della categoria di suolo C si utilizzerà quello della categoria di suolo D;

□ anziché lo spettro della categoria di suolo E si utilizzerà quello della categoria di suolo D.

Il secondo livello è obbligatorio, per i Comuni ricadenti nelle zone sismiche 2 e 3, negli scenari PSL, individuati attraverso il 1° livello, suscettibili di amplificazioni sismiche morfologiche e litologiche (zone Z3 e Z4 della Tabella 1 dell'Allegato 5) interferenti con l'urbanizzato e/o con le aree di espansione urbanistica.

Per i Comuni ricadenti in zona sismica 4 tale livello deve essere applicato, negli scenari PSL Z3 e Z4, nel caso di costruzione di nuovi edifici strategici e rilevanti di cui al d.d.u.o. n. 19904 del 21 novembre 2003, ferma restando la facoltà dei Comuni di estenderlo anche alle altre categorie di edifici.

Per le aree a pericolosità sismica locale caratterizzate da effetti di instabilità, cedimenti e/o liquefazione (zone Z1 e Z2 della Tabella 1 dell'Allegato 5) non è prevista l'applicazione degli studi di 2° livello, ma il passaggio diretto a quelli di 3° livello, come specificato al punto successivo.

Non è necessaria la valutazione quantitativa al 3° livello di approfondimento dello scenario inerente le zone di contatto stratigrafico e/o tettonico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse (zone Z5), in quanto tale scenario esclude la possibilità di costruzioni a cavallo dei due litotipi. In fase progettuale tale limitazione può essere rimossa qualora si operi in modo tale da avere un terreno di fondazione omogeneo. Nell'impossibilità di ottenere tale condizione, si dovranno prevedere opportuni accorgimenti progettuali atti a garantire la sicurezza dell'edificio.

Il terzo livello è obbligatorio in fase progettuale:

Consiste nella definizione degli effetti di amplificazioni tramite indagini e analisi più approfondite. Al fine di poter effettuare le analisi di 3° livello la Regione Lombardia ha predisposto due banche dati, rese disponibili sul Geoportale della Regione Lombardia, il cui utilizzo è dettagliato nell'allegato 5.

Tale livello si applica in fase progettuale nei seguenti casi:

- *quando, a seguito dell'applicazione del 2° livello, si dimostra l'inadeguatezza della normativa sismica nazionale all'interno degli scenari PSL caratterizzati da effetti di amplificazioni morfologiche e litologiche (zone Z3 e Z4 della Tabella 1 dell'Allegato 5);*
- *in presenza di aree caratterizzate da effetti di instabilità, cedimenti e/o liquefazione (zone Z1 e Z2), nelle zone sismiche 2 e 3 per tutte le tipologie di edifici, mentre in zona sismica 4 nel caso di costruzioni di nuovi edifici strategici e rilevanti di cui al d.d.u.o. n. 19904 del 21 novembre 2003, ferma restando la facoltà dei Comuni di estenderlo anche alle altre categorie di edifici.*

5 INDAGINE SISMICA

5.1 Prova MASW

L'indagine sismica è stata realizzata per determinare le proprietà fisiche del sottosuolo e le caratteristiche dinamiche del litotipo da indagare, attraverso la determinazione di un modello di distribuzione di velocità di propagazione delle onde Sh nel sottosuolo.

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs, basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh (onde Sh), 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.

Nel metodo di indagine MASW le onde superficiali generate in un punto della superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori. Attraverso questo metodo si ottiene un grafico (curva di dispersione) che descrive l'andamento delle velocità di fase in funzione delle frequenze nel range compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi si ottengono informazioni sulla parte superficiale del suolo, sui primi 30-50 m di profondità, in funzione della rigidità del suolo.

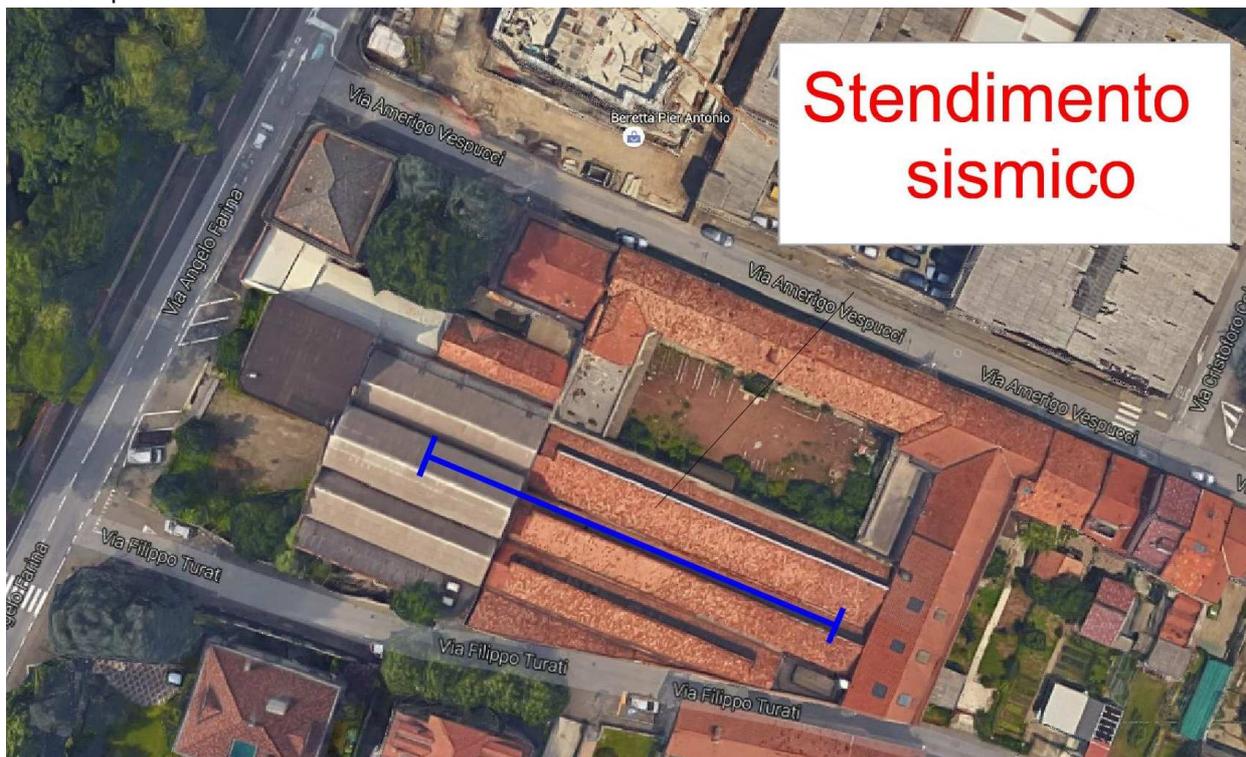
Il metodo MASW consiste in tre fasi:

1. calcolo della curva di dispersione apparente sperimentale
2. calcolo della curva di dispersione apparente numerica
3. individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs.

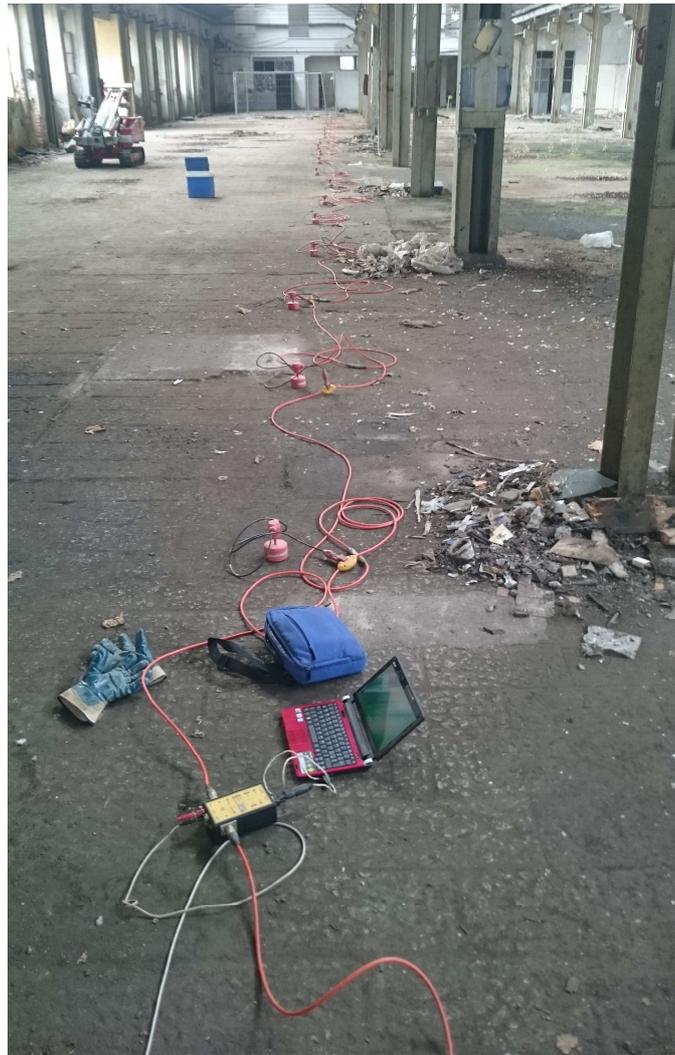
Mediante l'analisi delle onde di Rayleigh viene determinato il parametro V_{s30} , che rappresenta la velocità media di propagazione delle onde S nei primi 30 m di profondità.

5.2 Indagine in sito

L'analisi delle onde superficiali nell'area di studio è stata eseguita utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno secondo un array lineare da 24 geofoni con spaziatura pari a 2.0 m.



Ubicazione stendimento sismico



Vista dello stendimento sismico

Sono stati utilizzati 24 geofoni da 4.5 Hz e un sismografo a 24 bit (EEG BR24) in modo da ottenere una buona risoluzione in termini di frequenza, mentre come sistema di energizzazione è stata utilizzata una mazza di 6 kg battente su un piattello metallico. La sorgente è stata posta ad una distanza di 6 m dal primo geofono (Optimum Field Parameters of an MASW Survey”, Park et al., 2005; Dal Moro, 2008).

5.3 Elaborazione dei dati

La procedura di elaborazione adottata per la classificazione dei profili del suolo di fondazione ha utilizzato la tecnica sopra descritta utilizzando un software specifico.

La prima fase consiste nell'elaborazione di tutte le registrazioni acquisite tramite l'analisi spettrale dei singoli sismogrammi allo scopo di ottenere lo spettro del segnale di velocità sismica in funzione della frequenza. Successivamente si seleziona lo spettro dal quale viene estrapolata la curva di attenuazione del segnale (curva di dispersione) dalla quale tramite una procedura di inversione si risale al modello stratigrafico in termini di velocità delle onde di taglio (V_s) da cui il valore relativo ai primi 30 m di sottosuolo ($V_{s,30}$).

Per l'elaborazione del profilo sismico vedasi anche grafici allegati.

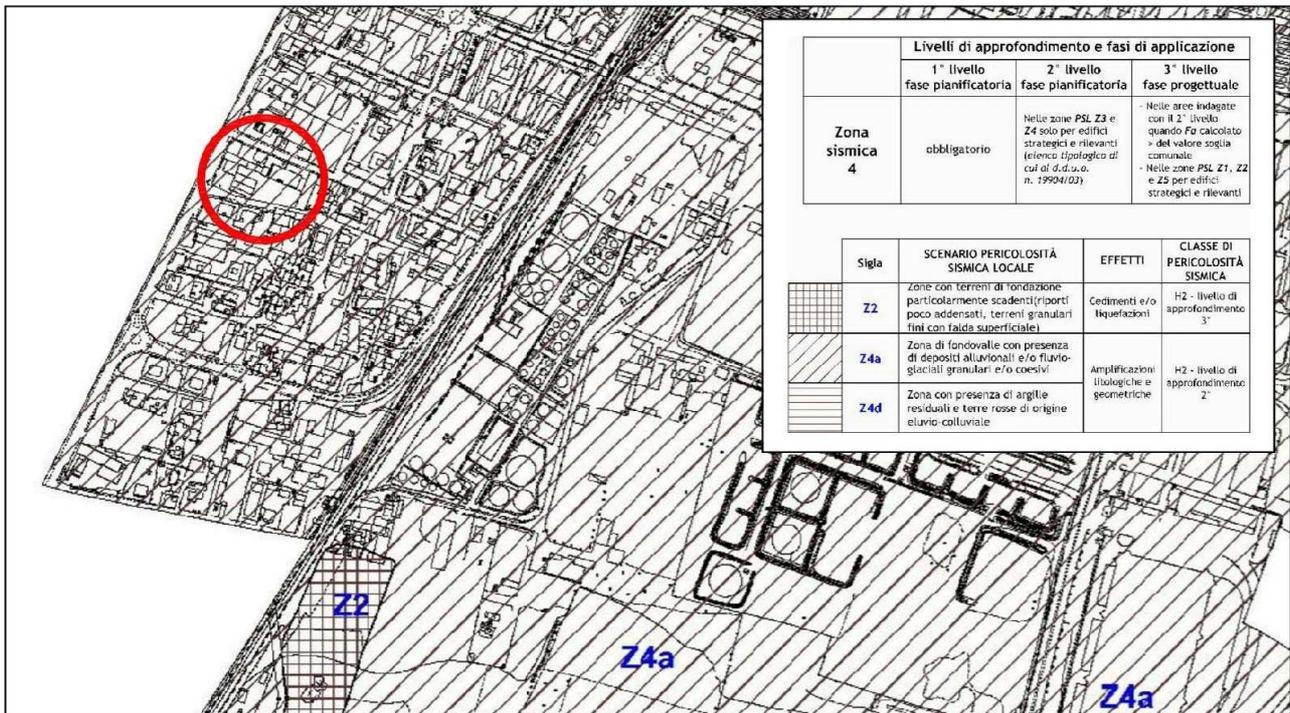
Il valore del parametro $V_{s,30}$, necessario ai fini della caratterizzazione sismica del sito, è quindi risultato:

$$V_{s,30} = 412 \text{ m/s}$$

Il valore di $V_{s,30}$ così ricavato consente di classificare l'area in esame nella *categoria di sottosuolo B*, mentre la morfologia sub-pianeggiante, facendo riferimento alla tabella riportata nei paragrafi precedenti, l'inserisce nella *categoria topografica T1*.

6 ANALISI RISCHIO SISMICO

6.1 Analisi di I livello



Carta della Pericolosità Sismica Locale allegata al PGT vigente del comune di Villasanta

Secondo la Carta di PSL allegata al PGT vigente del comune di Villasanta, l'area in esame è classificata come Z4a - Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi.

L'area in esame ricade in zona sismica 3, nello scenario PSL Z4a pertanto è obbligatorio realizzare l'analisi di secondo livello

6.2 Analisi di II livello

Nel caso in esame, l'approfondimento di 2° livello consiste nella valutazione delle amplificazioni litologiche e morfologiche del sito.

Si tratta quindi di fornire una caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi nell'area, fornendo la stima della risposta sismica dei terreni in termini di valore di fattore di amplificazione (F_a). Il valore di F_a viene calcolato in due intervalli di periodo diversi che sono stati scelti in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie presenti più frequentemente nel territorio regionale: tra 0.1-0.5 s per strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide e 0.5-1.5 s per strutture più alte e più flessibili. Il parametro è stato calcolato per ciascun Comune della Regione Lombardia, valido per ciascuna zona sismica (zona 2, 3 e 4), per le diverse categorie di suolo soggette ad amplificazioni litologiche (B, C, D, ed E) e per i due intervalli di periodo considerati (banca dati in formato excel: *soglie_lomb.xls*).

Per l'analisi degli effetti sismici del sito oggetto di studio sono stati utilizzati i dati derivanti dalle indagini geognostiche (prove penetrometriche dinamiche e stendimento sismico MASW) eseguite in corrispondenza dell'area in esame. Sulla base dei dati geotecnici raccolti è stato delineato un modello geologico-tecnico utile alla definizione del periodo proprio del sito (T) calcolato utilizzando la seguente equazione:

$$T = 4 \cdot \sum h_i / (\sum (V_s \cdot h_i) / \sum h_i)$$

dove

V_s velocità delle onde S nello strato iesimo

h_i spessore dello strato iesimo

Per l'area in esame è stato stimato un periodo T pari a circa 0.686 s.

Per la stima degli effetti litologici è stata utilizzata come scheda di valutazione di riferimento quella riguardante la litologia sabbiosa.

All'interno della scheda è stata scelta, in funzione della profondità e della velocità V_s dello strato superficiale, utilizzando la matrice della scheda di valutazione, la curva più appropriata per rappresentare il sottosuolo dell'area indagata comunale: curva 2 (colore verde).

Pertanto F_a è stato calcolato utilizzando la seguente equazione:

$$\text{per } 0.45 > T > 0,80 \quad F_{a_{0,1-0,5}} = 0.83 - 0.88 \ln T$$

La seguente tabella riporta i valori di soglia calcolati per il comune di Villasanta come indicati nella banca dati messa a disposizione dalla Regione, per edifici bassi, regolari e rigidi (periodo 0.1-0.5 s) come quello in esame.

Valori di soglia per il periodo compreso tra 0.1 e 0.5 s			
Suolo tipo B	Suolo tipo C	Suolo tipo D	Suolo tipo E
1.4	1.8	2.2	2.0

Il valore massimo di F_a (approssimato alla prima cifra decimale, utilizzando una variabilità di ± 0.1) calcolato tramite la scheda di valutazione, è stato confrontato con il corrispondente valore soglia sopra riportato:

$$F_{AC_{(0,1-0,5\text{ s})}} = 1.16 (\pm 0.1) < F_{AS_{(0,1-0,5\text{ s})}} = 1.4$$

Il valore di F_{ac} risulta inferiore al valore soglia comunale: la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica e/o morfologica locale; pertanto in fase progettuale è possibile applicare lo spettro previsto dalla normativa per la categoria di suolo individuata (categoria B).

7 INDAGINE GEOGNOSTICA

L'indagine geognostica di campagna è stata condotta mediante l'esecuzione di 3 prove penetrometriche dinamiche continue S.C.P.T.

Le indagini sono state eseguite con penetrometro superpesante tipo Meardi AGI avente le seguenti caratteristiche:

peso del maglio	73	kg
altezza di caduta	75	cm
angolo al vertice della punta conica	60	°
diametro del cono	50.8	mm
peso delle aste	4.6	kg/ml



Penetrometro utilizzato tipo Meardi A.G.I.

L'ubicazione delle prove eseguite è riportata nella planimetria schematica allegata. La distribuzione dei punti di prova garantisce una corretta ricostruzione stratigrafica dell'area in esame.

Le prove si sono interrotte alle quote indicate nella tabella sottostante per la presenza di orizzonti particolarmente resistenti alla penetrazione dinamica.

Prova	Profondità (m)
1	5.7
2	5.1
3	6.3

Nel corso delle prove non è stata rilevata presenza di acqua di falda a conferma dei dati idrogeologici in nostro possesso.

8 PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base del grado di addensamento rilevato nel corso delle indagini, possono essere riconosciute le seguenti litozone:

- LITAZONA A: grado di addensamento basso con caratteristiche geotecniche da scarse a modeste ($N_{scpt} < 10$)
- LITAZONA B: grado di addensamento alto con caratteristiche geotecniche da buone a ottime ($N_{scpt} > 10$)

Il terreno è stato suddiviso in litozone in base ai parametri geotecnici medi degli orizzonti attraversati dalle verticali penetrometriche.

S.C.P.T. 1 – 2 – 3

Litozona	Profondità fondazioni (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	γ (T/m^3)	ϕ ($^\circ$)	E (kg/cm^2)	K's (kN/m^3)
A	0.0 – 0.9/3.3	4 – 7	7 – 12	1.70 – 1.75	27 – 30	115 – 225	$10.5 – 19.5 \times 10^3$
B	0.9/3.3 – 5.1/5.7	> 15	> 26	> 1.85	> 34.5	> 385	> 49.5×10^3

dove:

N_{SCPT} = numero di colpi necessario per ottenere un avanzamento di 30 cm in una prova SCPT

N_{SPT} = numero di colpi SPT correlato

γ = peso di volume del terreno (T/m^3)

ϕ = angolo di attrito del terreno ($^\circ$)

E = modulo di deformazione (o di Young) in kg/cm^2

K's = stima del modulo di reazione del sottofondo (o di Winkler) in kN/m^3

Le verticali penetrometriche hanno evidenziato la presenza alla quota d'imposta delle fondazioni, circa 3.6 m da p.c., di sedimenti caratterizzati da un grado di addensamento alto e parametri geotecnici buoni/ottimi.

I dati ottenuti dalle presenti indagini sono assolutamente sovrapponibili a quelli forniti dall'indagine eseguita dalla Geotechnical System (pur con i limiti derivata dalla ridotta profondità raggiunta dalle prove penetrometriche effettuate)

9 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI SOTTOFONDO E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI

Secondo le NTC (D.M. 14/01/2008) la sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. In particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- **sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU):** capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera. Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.
- **sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE):** capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.
- **robustezza nei confronti di azioni eccezionali:** capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Le opere strutturali devono essere verificate:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Le verifiche di sicurezza delle opere devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta in base a specifiche indagini.

9.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Le verifiche di sicurezza per gli stati limite ultimi (SLU) richiedono il rispetto della seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'azione (o dell'effetto delle azioni)

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (ovvero la sua capacità portante)

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero:

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right],$$

con $\gamma_E = \gamma_F$ e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right].$$

Effetto delle azioni (E_d) e resistenza (R_d) sono espressi in funzione di:

- azioni di progetto $\gamma_F F_k$
- parametri di progetto X_k/γ_M
- geometria di progetto a_d .

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti 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.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione (Combinazione 1) è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione (Combinazione 2) è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

La verifica di stabilità globale in questo caso viene effettuata secondo l'Approccio 2 e sarà quindi effettuata solamente nei confronti dello SLU di tipo geotecnico (GEO) e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabella 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta.

Approccio 2: A1+M1+R3

dove:

A rappresenta le azioni

M rappresenta la resistenza dei materiali (terreno)

R rappresenta la resistenza globale del terreno.

Azioni (A)

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I (Cap. 6 D.M. 14/01/2008). Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Resistenze (M)

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera (Cap. 6 D.M. 14/01/2008);
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera (Cap. 6 D.M. 14/01/2008);
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera (Cap. 6 D.M. 14/01/2008).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici dei terreni

Valori caratteristici dei parametri geotecnici

La scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici avviene in due fasi. La prima fase comporta l'identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali. Identificati i parametri geotecnici appropriati, la seconda fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.

Nella progettazione geotecnica, in coerenza con gli Eurocodici, la scelta dei valori caratteristici dei parametri deriva da una stima cautelativa del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato.

Nel caso in esame i valori caratteristici vengono ricavati utilizzando la seguente formula:

$$x_k = \bar{x} \pm t_{n-1}^{0.95} \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right)$$

dove:

x_k è il valore caratteristico desiderato

\bar{x} (**con barra**), il valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione;

t è il valore della distribuzione di student ad n-1 gradi di libertà con probabilità $u = 95\%$

s è la deviazione standard del campione

n è il numero di dati

Quota imposta fondazioni (m) da p.c. attuale	Tipo di fondazione	Larghezza fondazione (m)	Φ_m (°)	Φ_k (°)	γ_m (T/m ³)	γ_k (T/m ³)
3.6	Trave rovescia	1.5	34.5	34	1.85	1.85

dove

Φ_m e γ_m rappresentano i valori medi

Φ_k e γ_k i valori caratteristici.

Valori di progetto dei parametri geotecnici

Nel calcolo della capacità portante saranno utilizzati i parametri geotecnici di progetto ottenuti dividendo i valori caratteristici per i coefficienti parziali riportati nella colonna M1 (vedasi *Tabella 6.2.II* - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici dei terreni).

Quota imposta fondazioni (m) da p.c. attuale	Tipo di fondazione	Larghezza fondazione (m)	Φ_k (°)	Φ_d (°)	γ_k (T/m ³)	γ_d (T/m ³)
3.6	Trave rovescia	1.5	34	34	1.85	1.85

dove

Φ_d e γ_d rappresentano i valori di progetto.

Calcolo della capacità portante

Per il calcolo della capacità portante è stata utilizzata la formula di Meyerhof che, nel caso di carico verticale su un terreno prevalentemente incoerente con angolo di attrito $\Phi > 10^\circ$, presenta la seguente espressione:

$$q_{ult} = q N_q S_q d_q + c N_c S_c d_c + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

dove:

$S_c S_q S_\gamma$ sono fattori di forma

$d_c d_q d_\gamma$ sono fattori di profondità

$N_c N_q N_\gamma$ sono fattori di portata

Nel caso in esame il valore della coesione c è uguale a zero, in quanto si tratta di un terreno a comportamento prevalentemente frizionale, per cui l'espressione della capacità portante si riduce a:

$$q_{ult} = q N_q S_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

Nei calcoli effettuati si è valutata la capacità portante per fondazioni dirette continue del tipo a trave rovescia impostate ad una profondità di 3.6 m da p.c..

Introducendo i valori dei parametri geotecnici di progetto nella formula di Meyerhof e tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nella tabella 6.4.1 si ottiene un valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico R_d pari a **3.50 kg/cm²**.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.4.1 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Nel prossimo paragrafo si procederà alla verifica delle pressioni di contatto agenti sui terreni di fondazione in termini di cedimenti ammissibili. Tale trattazione viene sviluppata in relazione alla geometria della fondazione e alle caratteristiche geotecniche del terreno in esame, al fine di ottenere il valore di pressione che le nuove opere potranno esercitare sul terreno fondale senza determinare cedimenti superiori ai valori ammissibili per l'opera stessa.

Tale trattazione consentirà di ricavare il valore di pressione allo stato limite d'esercizio.

9.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa. Le componenti verticali degli spostamenti (cedimenti) assumono in genere valori diversi sul piano di posa di un manufatto. Si definisce cedimento differenziale la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione, di fondazioni distinte con sovrastrutture comuni e di fondazioni distinte con sovrastrutture staticamente indipendenti. In base alla evoluzione nel tempo si distinguono i cedimenti immediati e i cedimenti differiti. Questi ultimi sono caratteristici dei terreni a grana fine, poco permeabili, e dei terreni organici. I cedimenti e gli spostamenti delle fondazioni e del terreno circostante possono essere valutati con metodi empirici o analitici. Nel caso di terreni a grana media o grossa, i parametri anzidetti possono essere valutati sulla base dei risultati di indagini geotecniche in sito.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri. Pertanto, si assegnano valori unitari ai coefficienti delle azioni (A) e dei parametri di resistenza (M).

La combinazione delle azioni (SLE, Stato Limite d'Esercizio) da considerare è la Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$N_d = G_1 + G_2 + P + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \Psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_{i-esimo} = azioni permanenti

P = precompressione

Q = azioni variabili

Ψ = coefficienti di combinazione che dipendono dalla natura dell'azione e della categoria dell'edificio.

Allo stato attuale non sono noti i carichi dell'opera in progetto e quindi risulta impossibile sviluppare la verifica degli Stati Limite d'Esercizio, per la quale occorre conoscere i carichi che verranno a prodursi sugli strati di fondazione per ricavare l'entità dei cedimenti attesi e procedere alla verifica e confronto con i cedimenti ammissibili d'esercizio per l'opera in esame. Occorrerà, una volta noti i carichi, che il Progettista strutturale dell'opera ricavi la combinazione delle azioni di progetto tenendo conto delle condizioni di carico più severe, considerando distintamente l'incidenza dei carichi permanenti e variabili, ai quali attribuirà i rispetti coefficienti di riduzione previsti dal D.M. 14/01/008.

In questa fase si è proceduto alla determinazione della pressione massima esercitabile dalle opere di fondazione in progetto sui terreni affinché i cedimenti totali (a 50 anni dalla costruzione) risultino inferiori a 30 mm, (valore di riferimento per strutture in c.a. come quelle in progetto) e affinché i cedimenti differenziali risultino inferiori a 10 mm.

Calcolo dei cedimenti

Per il calcolo dei cedimenti dei terreni di fondazione si è fatto riferimento alla relazione di Burland e Burbidge.

$$S = f_s f_h f_t [\sigma_{vo} B^{0.7} I_c/3 + (q' - \sigma_{vo}) B^{0.7} I_c]$$

dove:

f_s f_h f_t sono fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti.

B è la larghezza delle fondazioni

I_c è l'indice di compressibilità (tiene conto dei valori NSPT ricavati nel corso delle prove)

q' è la pressione efficace lo Rda (kPa)

σ_{vo} è la tensione verticale efficace agente alla quota d'imposta delle fondazioni (kPa)

Utilizzando il valore della pressione limite ricavato con il fattore di sicurezza $\gamma_R = 2.3$ previsto dalla normativa, per le fondazioni ipotizzate si otterrebbero cedimenti immediati e totali elevati e non compatibili con le strutture in progetto.

Si consiglia pertanto di adottare un valore di pressione di esercizio P_E pari a **2.80 kg/cm²** con i quali si ottengono cedimenti immediati e totali compatibili con le strutture in progetto.

10 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione delle sabbie è il comportamento dei suoli sabbiosi che, a causa di un aumento della pressione interstiziale, passano improvvisamente da uno stato solido ad un fluido, o con la consistenza di un liquido pesante.

La liquefazione avviene più frequentemente in depositi sabbiosi e/o sabbioso limosi sciolti, a granulometria uniforme, normalmente consolidati e saturi. Durante la fase di carico, le sollecitazioni indotte nel terreno, quali possono essere quelle derivanti da un evento sismico, possono causare un aumento delle pressioni interstiziali fino a eguagliare la tensione soprastante. Viene così annullata la resistenza al taglio del terreno secondo il principio delle pressioni efficaci di Terzaghi, e si assiste così a un fenomeno di fluidificazione del suolo.

Secondo il D.M. 14/01/2008 (articolo 7.11.3.4.2 "Esclusione della verifica a liquefazione) è possibile non effettuare la verifica alla liquefazione quando si manifesta almeno una delle seguenti condizioni:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della esistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. 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 $U_c > 3,5$.

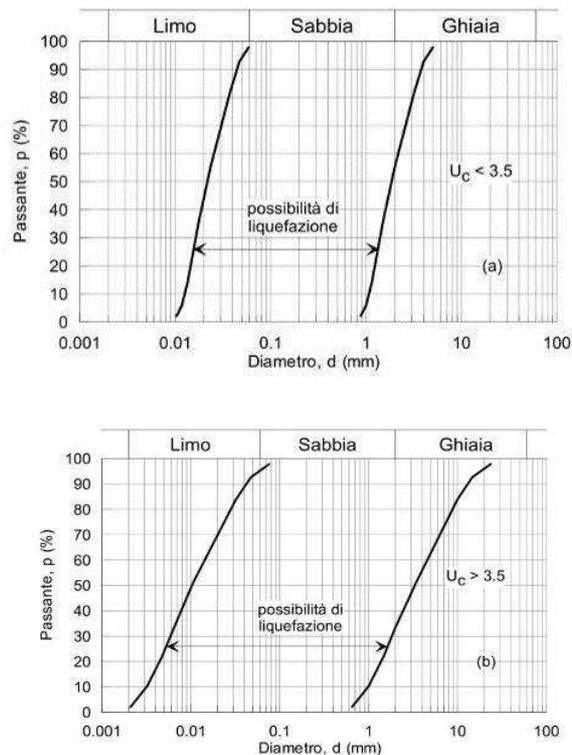
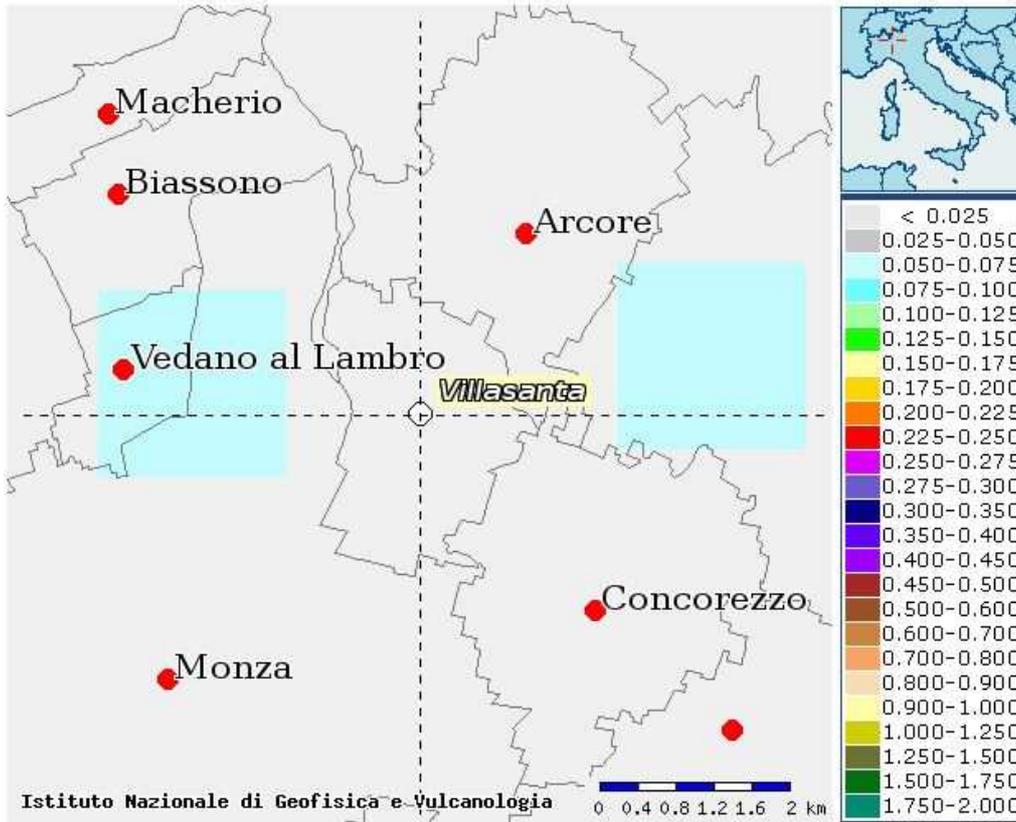


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.



Nell'area in esame le accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) risultano minori di 0,1g; il manifestarsi di tale condizione esclude, per l'area oggetto di studio, la verifica alla liquefazione.

11 CONCLUSIONI

L'area in esame sita in via Farina nel comune di Villasanta (MB) è caratterizzata dalla presenza, in affioramento, di un terreno di fondazione appartenente dal punto di vista geologico al *Diluvium Recente* (fluvioglaciale Wurm).

Nell'area in esame è prevista la realizzazione di due nuovi edifici residenziali. E' previsto uno scavo, per la posa delle fondazioni dirette continue del tipo a trave rovescia, pari a circa 3.60 m da p.c..

Nel mese di agosto 2016 è stata condotta un'analisi dell'area con esecuzione di 3 prove penetrometriche di tipo dinamico (S.C.P.T.).

Dal punto di vista geotecnico Le verticali penetrometriche hanno evidenziato la presenza alla quota d'imposta delle fondazioni, circa 3.6 m da p.c., di sedimenti caratterizzati da un grado di addensamento alto e parametri geotecnici buoni/ottimi.

I calcoli hanno dimostrato che sarà possibile utilizzare fondazioni dirette continue del tipo a trave rovescia utilizzando il valore della pressione di esercizio riportato precedentemente.

Il profilo sismico di tipo MASW effettuato nell'area in esame han permesso di stimare una V_{s30} pari a 412 m/s, pertanto il sottosuolo dell'area ricade all'interno della categoria B. Sulla base delle caratteristiche topografiche del territorio, l'area rientra mediamente nella categoria **T1** (*Superficie pianeggiante, con inclinazione media $i \leq 15^\circ$*).

Secondo i dati reperiti presso il SIF (Sistema Informativo Falda) della Provincia di Milano la soggiacenza media della falda nell'area indagata si attesta ad una profondità compresa tra 10 e 15 m dal p.c.

Il tecnico incaricato
Dott. Geol. Riccardo Cortiana

UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE



● S.C.P.T. PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

COMMITTENTE: IMMOBILIARE ROMA SRL

CANTIERE: Villasanta (MB) - via Farina

DATA: Ago. '16

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

COMMITTENTE: **IMMOBILIARE ROMA SRL**

CANTIERE: Villasanta - via Farina

QUOTA DI RIFERIMENTO: piano campagna DATA agosto-16

Profondità (m)	S.C.P.T. 1	S.C.P.T. 2	S.C.P.T. 3		Profondità (m)
0.3	64	35	81		0.3
0.6	4	5	34		0.6
0.9	4	5	5		0.9
1.2	5	24	6		1.2
1.5	4	37	5		1.5
1.8	4	32	5		1.8
2.1	3	28	10		2.1
2.4	5	27	10		2.4
2.7	10	15	12		2.7
3.0	9	31	13		3.0
3.3	8	40	21		3.3
3.6	14	21	20		3.6
3.9	21	23	23		3.9
4.2	30	27	25		4.2
4.5	32	36	31		4.5
4.8	23	49	44		4.8
5.1	28	100	35		5.1
5.4	57		41		5.4
5.7	100		32		5.7
6.0			89		6.0
6.3			100		6.3
6.6					6.6
6.9					6.9
7.2					7.2
7.5					7.5
7.8					7.8
8.1					8.1
8.4					8.4
8.7					8.7
9.0					9.0
9.3					9.3
9.6					9.6
9.9					9.9

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

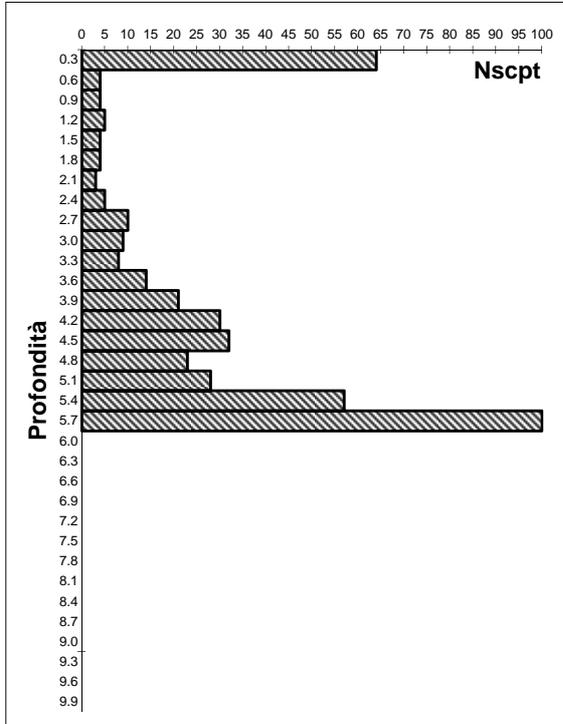
(Penetrometro super pesante tipo Meardi - A.G.I.)

LOCALITA': Villasanta - via Farina

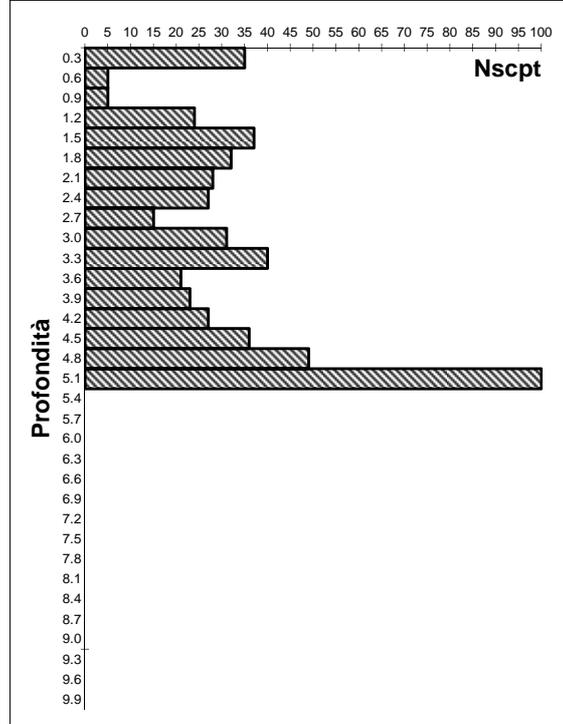
COMMITTENTE: IMMOBILIARE ROMA SRL

DATA: ago-16

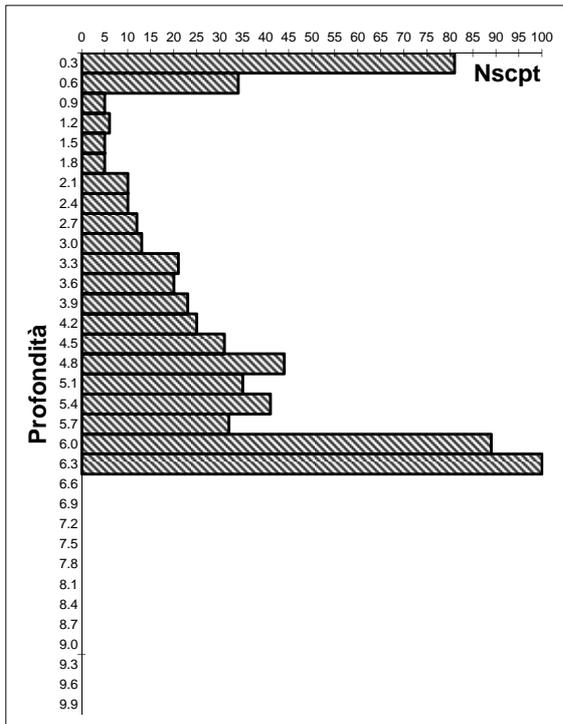
S.C.P.T. 1



S.C.P.T. 2

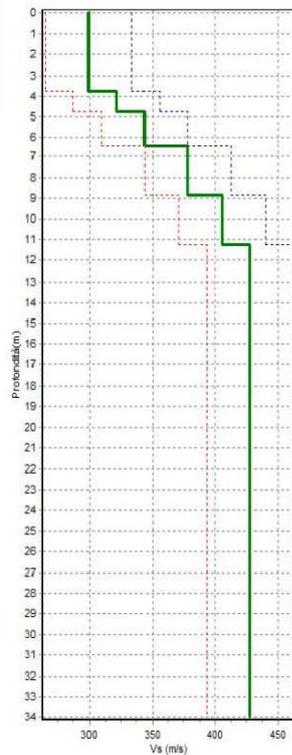


S.C.P.T. 3



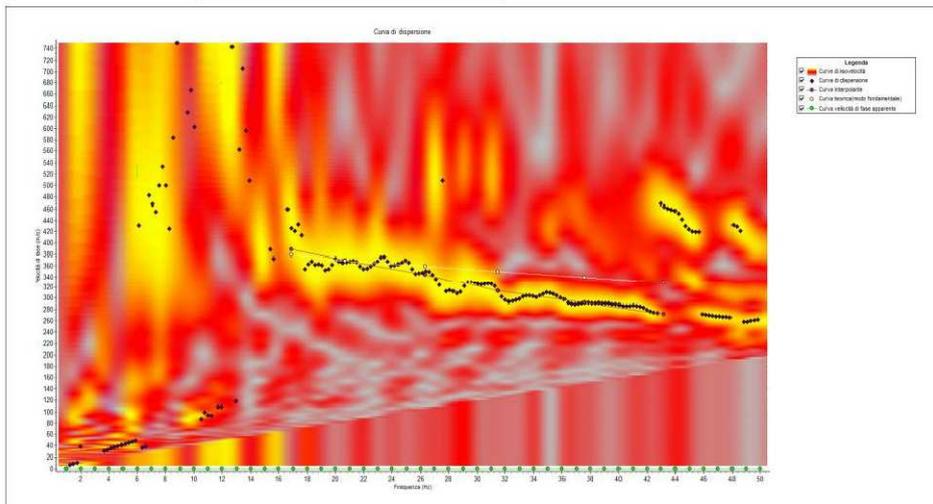
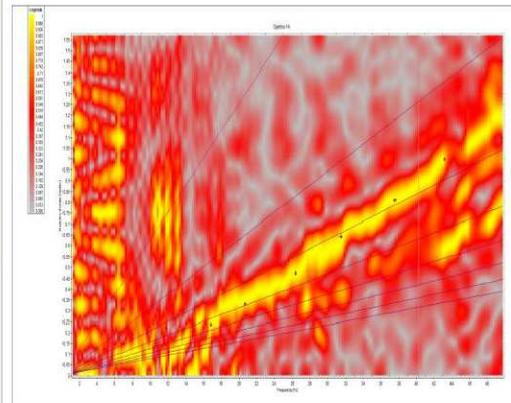
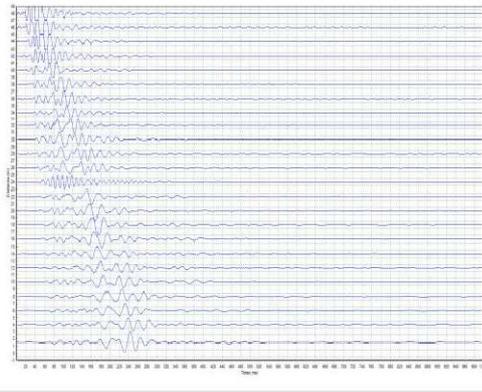
INDAGINE SISMICA MASW

N.	H(m)	Vs(m/s)
1	3.74	299.0
2	4.76	321.0
3	6.46	344.0
4	8.84	378.0
5	11.22	406.0
6	34.0	428.0



Vs media
 Vs min
 Vs max

Classe sito: B- Vs30 (m/s)= 412



COMMITTENTE: IMMOBILIARE ROMA SRL

CANTIERE: Villasanta (MB) - via Farina

DATA: Ago. '16