

F

MARZO 2015

COMUNE DI VILLASANTA - PROVINCIA DI MONZA E BRIANZA

PIANO ATTUATIVO ARO8

**RELAZIONE GEOLOGICA
E SISMICA**

Guido Cappellotto - Enrico Cambiaghi
Sergio Viscardi e QUADRIEMA S.r.l.
Via G. Verdi, 14
20852 Villasanta (MB)

Ristrutturazione edilizia
Ambito di trasformazione AR08 in Via Don Galli
Comune di Villasanta (MB)

Relazione Geologica e Sismica



Marzo 2015

Sommario

1	PREMESSA.....	3
2	INQUADRAMENTO - TERRITORIALE.....	4
3	ASPETTI GEOLOGICI (da studio geologico PGT)	5
4	ASPETTI IDROGEOLOGICI (da studio geologico PGT).....	6
5	INDAGINI ESEGUITE	9
5.1	Prova Penetrometrica Dinamica.....	10
6	MODELLO GEOLOGICO DEL SITO	16
7	MODELLO GEOTECNICO DEL SITO	16
8	ANALISI DEL RISCHIO SISMICO.....	18
8.1	RIFERIMENTI NORMATIVI NAZIONALI	18
8.2	ASPETTI NORMATIVI E METODOLOGICI REGIONALI	20
9	PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE DEL TERRITORIO COMUNALE	22
10	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO.....	23
11	MISURA DELLA V_{s30} TRAMITE LA REGISTRAZIONE DEI MICROTREMORI (REFRACTION MICROTREMOR - Re.Mi.).....	24
11.1	Modalità d'intervento	25
11.2	Elaborazione dei dati	25
12	ANALISI DEI RISULTATI	26
13	RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	27
14	STRATEGIA DI PROGETTAZIONE	29
15	VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE E DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO	30
15.1	AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	30
15.2	VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	31
15.3	VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	34
16	OSSERVAZIONI CONCLUSIVE.....	35

1 PREMESSA

Il presente Rapporto illustra e sintetizza i risultati delle indagini geognostiche di supporto al progetto per la ristrutturazione edilizia dell'ambito di trasformazione AR08 in Via Don Galli nel Comune di Villasanta (MB).

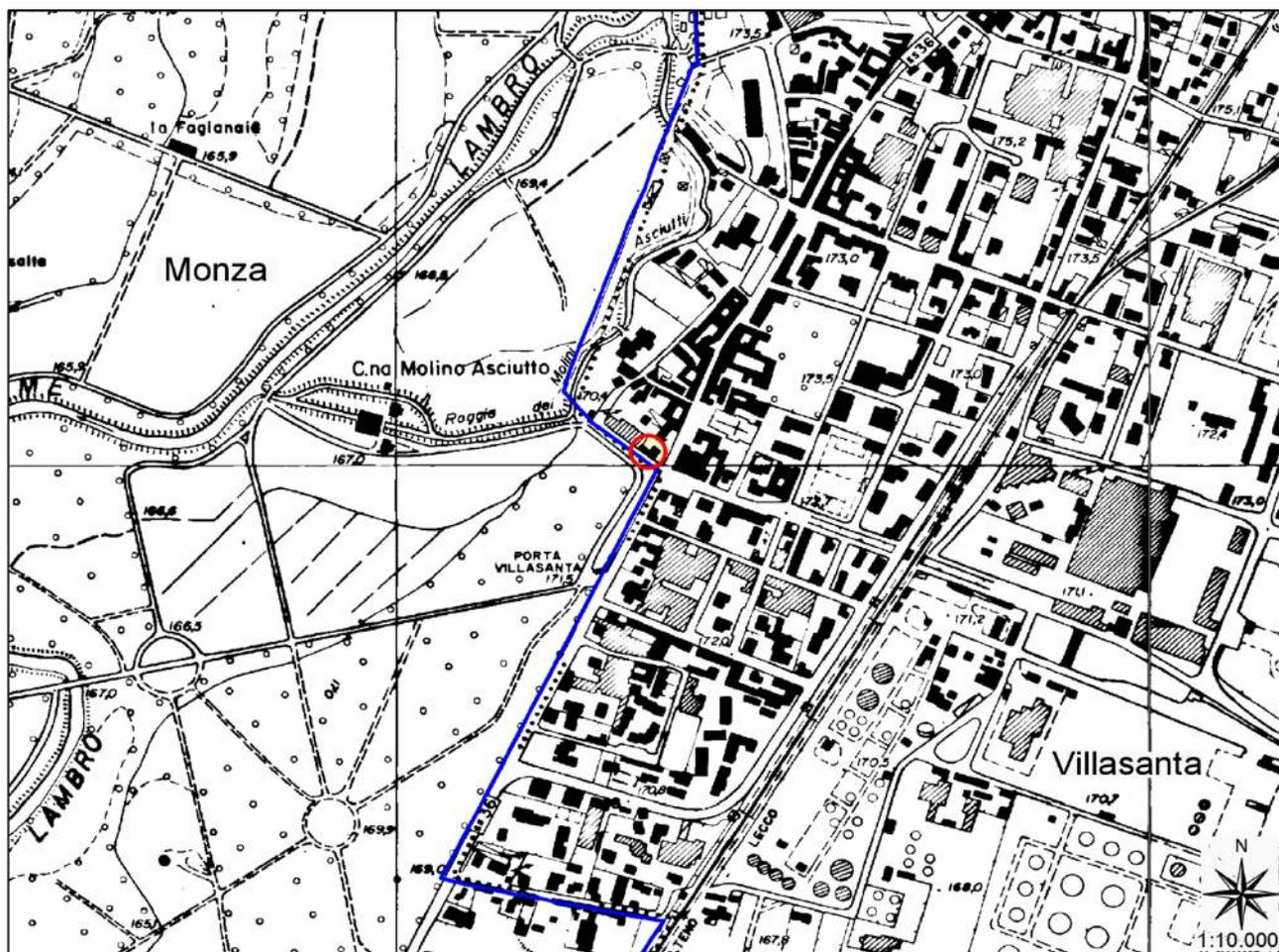
Le indagini si sono articolate nelle seguenti fasi:

- Raccolta dati geologici pregressi;
- Inquadramento geologico - geomorfologico ed idrogeologico dell'area di interesse;
- Esecuzione in sito di n. 5 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT per la valutazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni superficiali interessati dalla posa delle strutture di fondazione e dalle opere di contenimento;
- Esecuzione in sito di n. 1 stendimento sismico tipo Re.Mi. per la definizione della categoria sismica del sottosuolo in funzione della velocità VS_{30} .
- Elaborazione ed interpretazione dei dati acquisiti per la definizione del modello geologico del sito e dei parametri geotecnici;
- Elaborazione ed interpretazione dei dati acquisiti l'analisi al II livello di approfondimento degli scenari di pericolosità sismica locale come richiesto dagli strumenti urbanistici vigenti e per la caratterizzazione delle azione sismiche ai sensi "Norme tecniche per le costruzioni" espresse nel D.M. 14.01.2008. Si prende atto infine della D.G.R. 11 Luglio 2014 – n.10/2129 sull'aggiornamento delle zone sismiche e della D.G.R. 10 Ottobre 2014 – n.10/2489 per l'entrata in vigore delle norme d'applicazione relative.
- Valutazione del carico limite dei terreni di fondazione e della resistenza di progetto del sistema geotecnico ai sensi delle NTC 2008.



2 INQUADRAMENTO - TERRITORIALE

Il progetto per la ristrutturazione dell'ambito di trasformazione AR08 è sito in Via Don Galli, nel settore urbano centrale al limite occidentale del territorio comunale di Villasanta (MB). In termini cartografici ricade nella sezione B5C4 della Carta Tecnica Regionale (vedi figura riportata di seguito), ad una quota assoluta di circa 172m s.l.m (quota da aerofotogrammetrico 2004 - Villasanta).



3 ASPETTI GEOLOGICI (da studio geologico PGT)

In riferimento all'estratto seguente della carta geologica-geomorfologica allegata al PGT vigente, le unità litologiche e gli ambiti morfologici che caratterizzano il territorio comunale di Villasanta in prossimità dell'area di indagine (cerchiata in rosso) vengono di seguito descritte.



Dal punto di vista geografico-fisico il territorio del Comune di Villasanta si colloca nella alta pianura lombarda, nella fascia di transizione tra il livello base della pianura (Livello fondamentale della Pianura LfP) e le superfici terrazzate più antiche con i loro retrostanti archi morenici quaternari. L'area di studio rientra su tale Unità ed in particolare insiste su suoli generalmente poco evoluti con presenza di livelli cementati all'interno del substrato.

Le unità distinte nella cartografia sono:

- **Unità della Valle del Lambro:** caratterizzata da aree di fondovalle (a quote inferiori di circa 5.00/6.00m rispetto alla pianura circostante) con suoli e substrati sabbioso-argillosi o più fini a scarsa consistenza complessiva;
- **Livello Fondamentale della Pianura (Pleistocene Sup):** caratterizzata da depositi wurmiani di natura ghiaioso-ciottolosa sabbiosa occasionalmente in matrice limosa di origine fluviale-fluvioglaciale con suoli da scarsa a buona evoluzione pedologica.

4 ASPETTI IDROGEOLOGICI (da studio geologico PGT)

Nel sottosuolo del territorio preso in considerazione, come nel resto dell'area milanese, si possono distinguere tre unità idrogeologiche, partendo dall'alto verso il basso, si distinguono le seguenti unità:

- **Unità ghiaioso-sabbiosa:** caratterizzata da ghiaie e sabbie, a volte cementate, e da intercalazioni argillose. Si tratta del cosiddetto "acquifero tradizionale", contenente la falda libera, molto produttivo per l'elevata permeabilità dei depositi che lo costituiscono e perché viene alimentato direttamente tramite l'infiltrazione delle acque meteoriche. I depositi che lo caratterizzano sono di origine alluvionale e fluvioglaciale, sedimentati in ambienti ad alta energia, il cui limite con la sottostante litozona non è regolare, ma caratterizzato dalla presenza di avvallamenti, dovuti ad antiche incisioni fluviali.
- **Unità sabbioso-argillosa:** caratterizzata da livelli e lenti sabbioso-ghiaiose inglobati nelle argille prevalenti. Possono essere presenti anche livelli torbosi, che indicano ambienti di sedimentazioni di tipo palustre, alternati alle sabbie e alle argille di origine sia continentale sia di transizione. Solamente nella parte inferiore della seconda unità, al limite con la sottostante, compaiono dei fossili, che testimoniano il passaggio ad un ambiente di sedimentazione marino. L'acquifero presente in questa unità è del tipo in pressione, a volte collegato con l'acquifero superficiale, tanto che possono essere considerati nell'insieme un unico acquifero multistrato. Tale unità raggiunge i 200 metri di profondità.
- **Unità argillosa:** caratterizzata da scarsi e limitati orizzonti sabbiosi, di deposizione marina, fino a 450 metri di profondità. Non è utilizzata a scopo idropotabile, sia per la scarsità delle sue risorse sia per la scarsa qualità dell'acqua in essa contenuta.

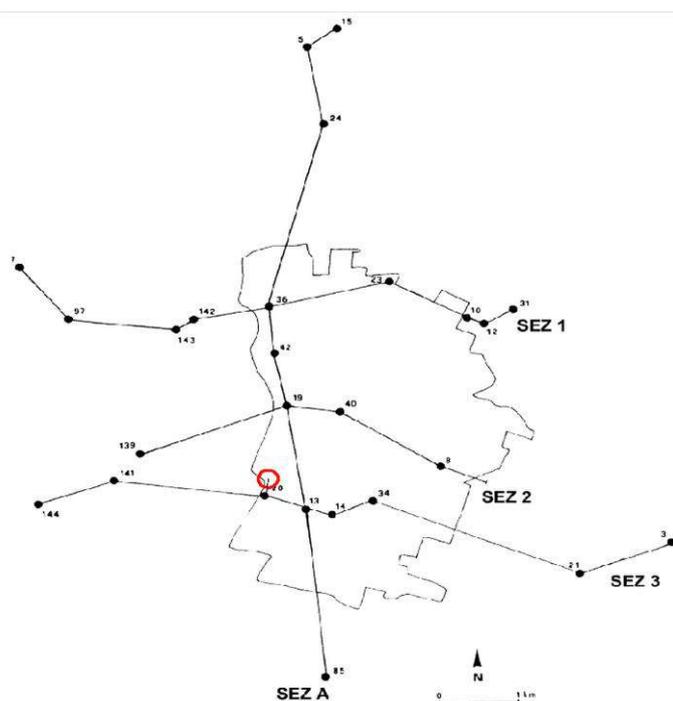
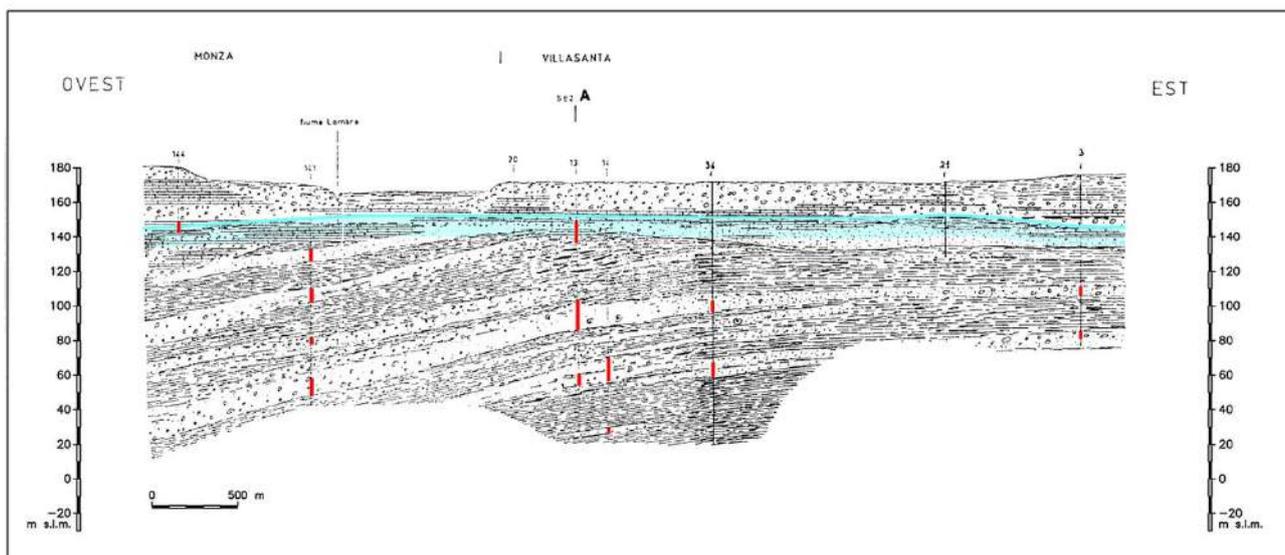
All'interno del P.G.T. vigente, sono riportate quattro sezioni idrogeologiche interpretative del sottosuolo del Comune di Villasanta, tre in direzione est-ovest ed una in direzione nord-sud nelle quali la scala utilizzata per l'elaborazione è stata 1:50.000 per le distanze e 1:500 per le altezze. Per meglio interpretare l'andamento delle falde nel sottosuolo interessato dall'area di indagine, si allega la sezione idrogeologica 3 passante per l'area in

oggetto (vedi ubicazione dell'area di indagine proiettata sul tracciato della sezione 3 nello schema sezioni idrogeologiche e rappresentata con un cerchio rosso).

Come si può osservare dall'immagine della sezione 3, il primo acquifero è caratterizzato nella parte orientale dalla presenza di lenti argillose. Lo spessore varia da 30 a 40 metri.

Nel secondo acquifero sono presenti lenti torbose ad una profondità di soli 50 metri dal piano campagna ed poi anche a 100-110 metri di profondità. I livelli fossiliferi deposti in ambiente marino si trovano da 80 metri di profondità dal piano campagna e sono captati dai pozzi n.13 e n.14 della Lombarda Petroli. Anche in questo caso è osservabile l'intercomunicazione tra primo e secondo acquifero.

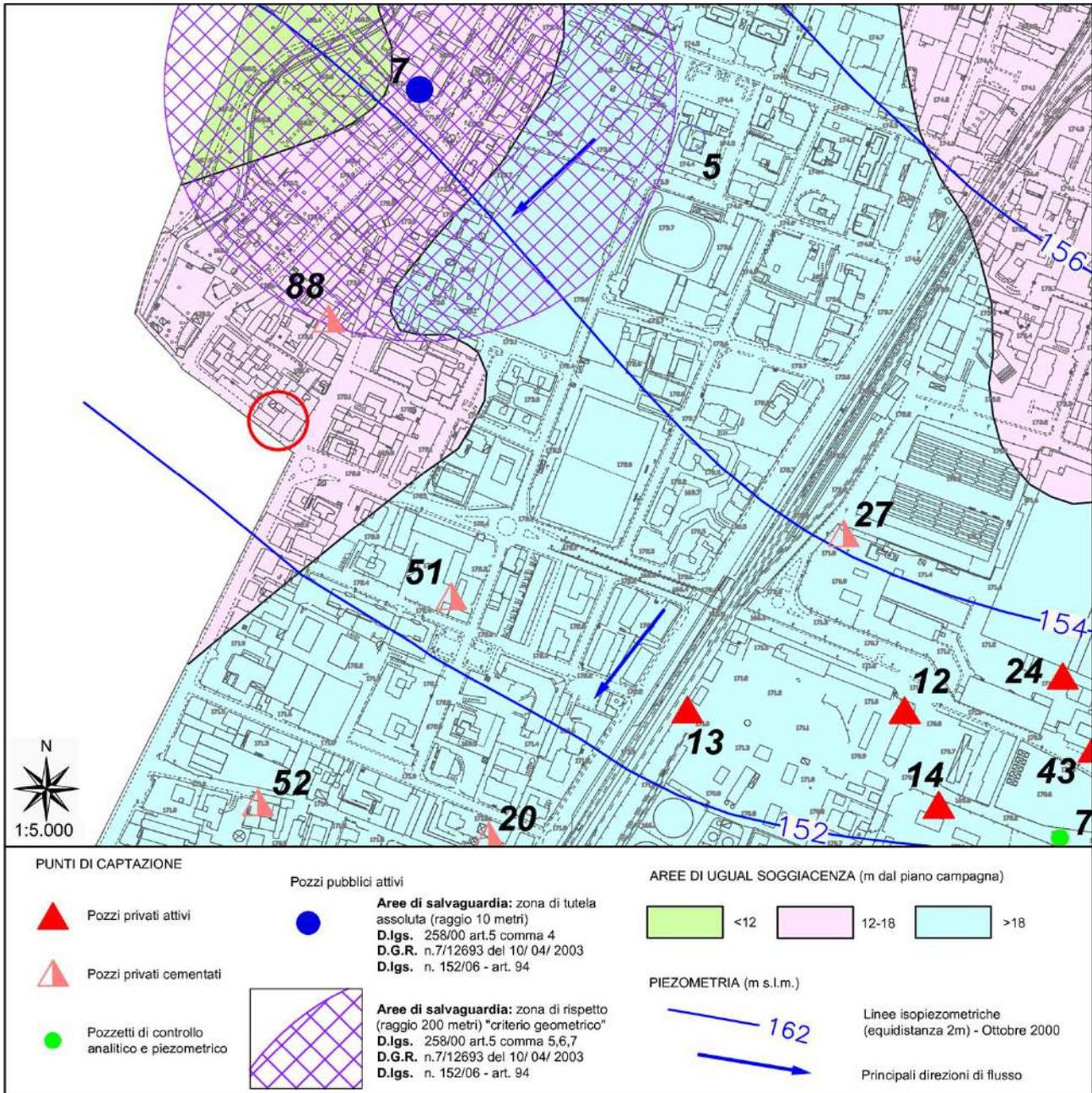
SEZIONE 3



LEGENDA

	ghiaie		conglomerati
	sabbie		argille
	torbe		fossili
	pozzo e filtro		livello piezometrico

Nella figura seguente viene riprodotto uno stralcio della carta idrogeologica locale con evidenziati i pozzi presenti (pubblici e/o privati), l'andamento piezometrico (rilievo settembre-ottobre 2000 dal P.G.T. del Comune di Villasanta) con le principali direzioni di flusso ed una valutazione delle soggiacenze dal piano campagna.

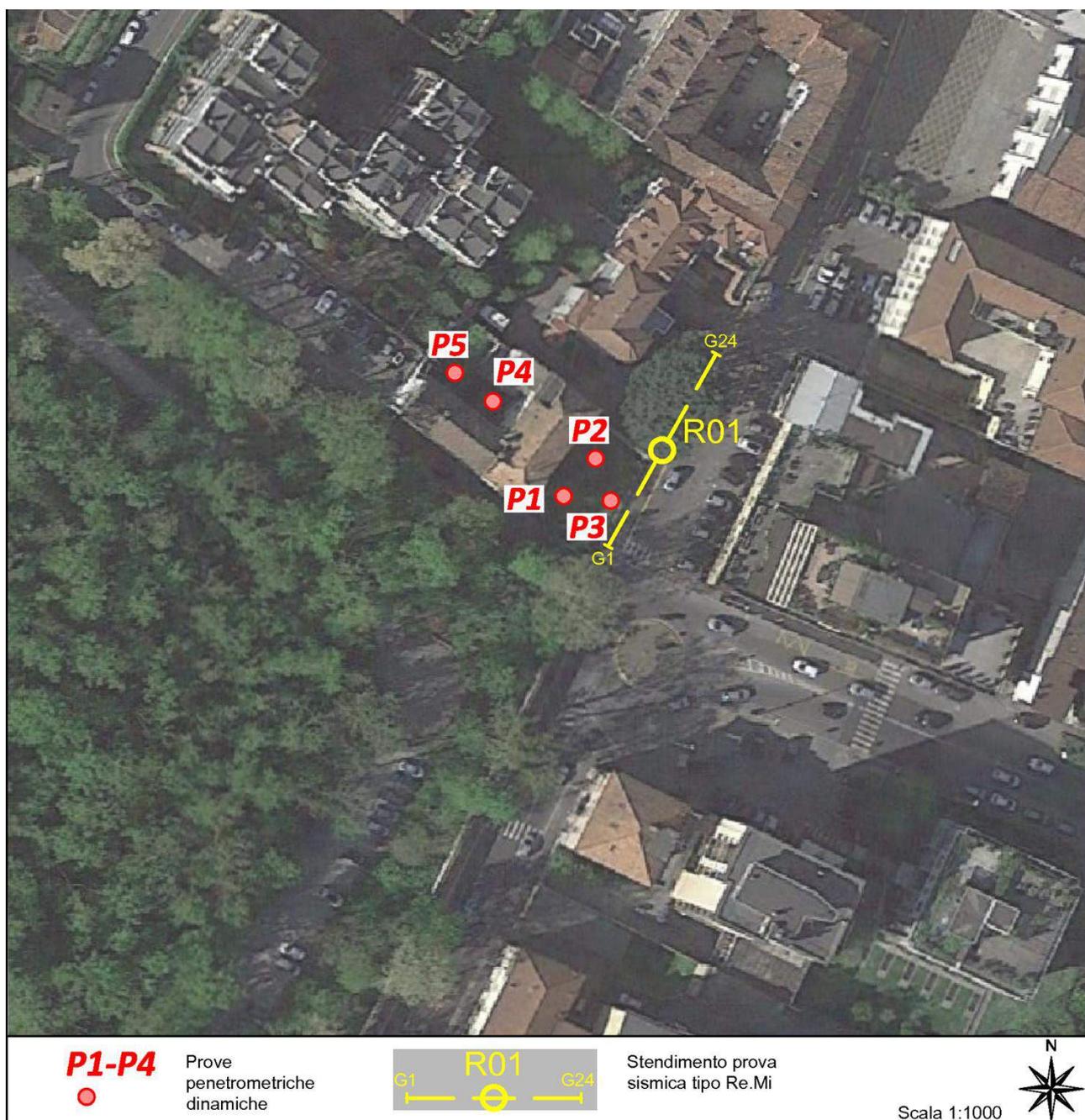


Si osserva come le isopiezometriche indicano un andamento del flusso idrico NE-SW, evidenziando l'azione drenante del Fiume Lambro ad una quota isopiezometrica media di 153 m s.l.m. corrispondente ad un livello di soggiacenza compreso tra 12 e 18m dal p.c.

5 INDAGINI ESEGUITE

Le indagini eseguite sono le seguenti:

- n.5 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT per la valutazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni superficiali interessati dalla posa delle strutture di fondazione e delle opere di contenimento;
- n.1 profilo sismico tipo Re.Mi per la definizione della categoria sismica del sottosuolo in funzione della velocità V_{S30} .

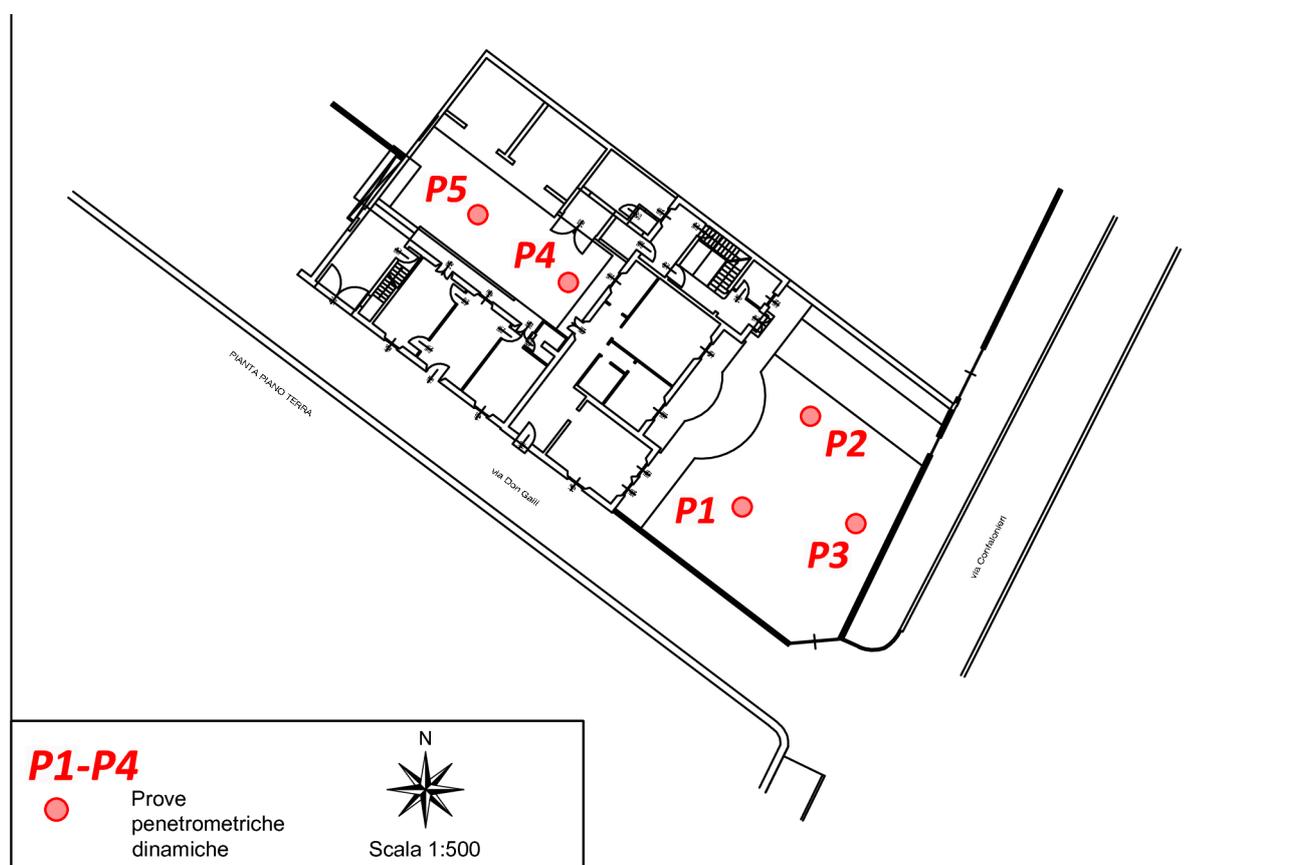


5.1 Prova Penetrometrica Dinamica

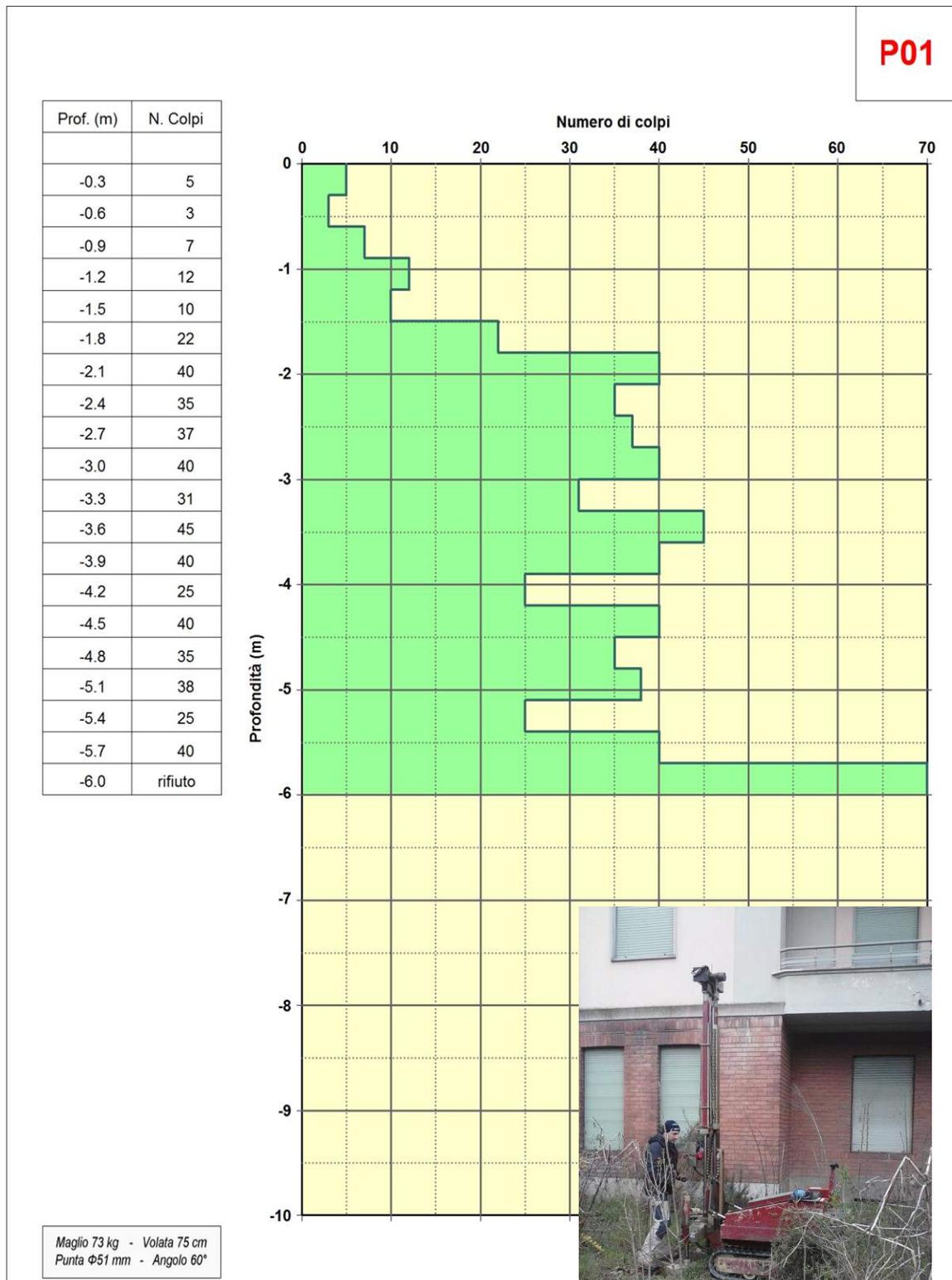
La prova Standard Penetration Cone Test (SCPT) consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni standard, infissa per battitura nel terreno, per mezzo di un idoneo dispositivo di percussione. Le informazioni che la prova fornisce sono di tipo continuo poiché le misure di resistenza alla penetrazione vengono eseguite durante tutta l'infissione a partire dal piano campagna. Il campo di utilizzazione della prova è molto vasto potendo essere eseguita praticamente in tutti i tipi di terreno coesivo o granulare (dalle argille alle ghiaie), fornendo una valutazione qualitativa del grado di addensamento e di consistenza dei terreni attraversati. Nell'indagine in oggetto è stato utilizzato un penetrometro dinamico superpesante DPSH "Pagani". Le principali caratteristiche sono le seguenti:

Peso maglio 73 kg Altezza caduta libera 75 cm Diametro punta 51mm
 Angolo apertura punta 60° Peso singola asta 2.4 kg

Le prove, ubicate secondo lo schema seguente, sono state spinte fino al livello di rifiuto all'avanzamento delle aste ed hanno raggiunto la profondità massima di -6.00 m da p.c. nei punti P01, P02 e P04

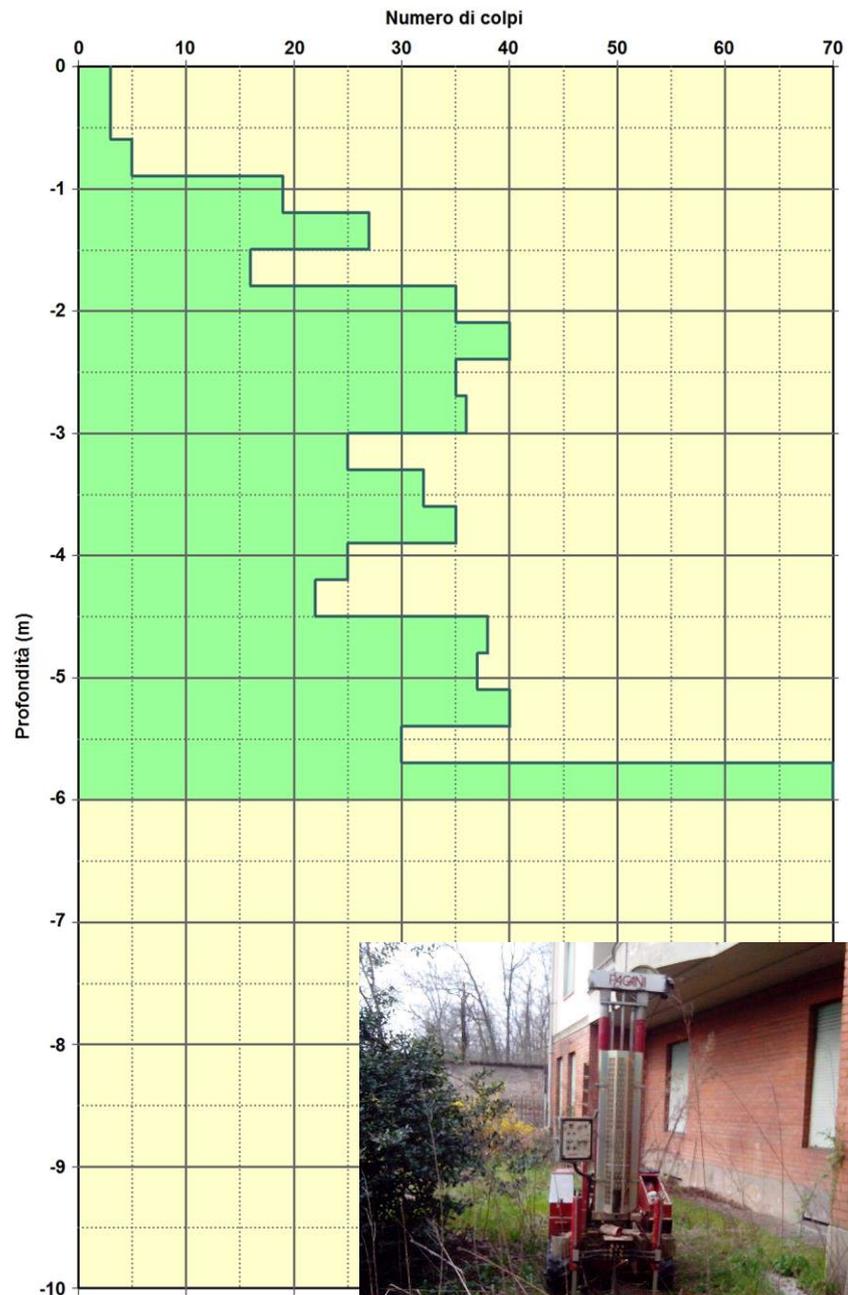


I risultati, ottenuti conteggiando il numero di colpi N necessario per infiggere la punta di 30cm, sono graficamente riportati di seguito.



P02

Prof. (m)	N. Colpi
-0.3	3
-0.6	3
-0.9	5
-1.2	19
-1.5	27
-1.8	16
-2.1	35
-2.4	40
-2.7	35
-3.0	36
-3.3	25
-3.6	32
-3.9	35
-4.2	25
-4.5	22
-4.8	38
-5.1	37
-5.4	40
-5.7	30
-6.0	rifiuto

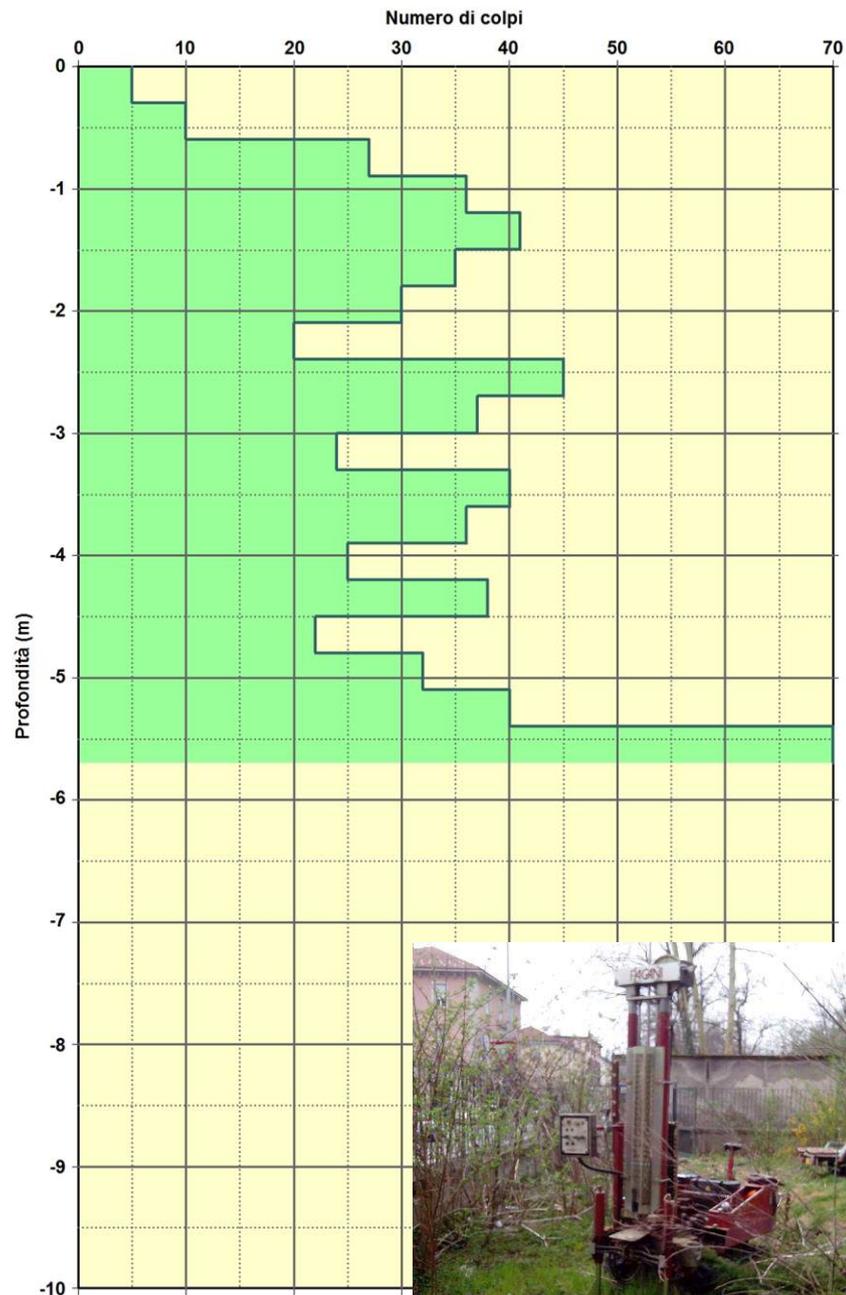


Maglio 73 kg - Volata 75 cm
Punta $\phi 51$ mm - Angolo 60°



P03

Prof. (m)	N. Colpi
-0.3	5
-0.6	10
-0.9	27
-1.2	36
-1.5	41
-1.8	35
-2.1	30
-2.4	20
-2.7	45
-3.0	37
-3.3	24
-3.6	40
-3.9	36
-4.2	25
-4.5	38
-4.8	22
-5.1	32
-5.4	40
-5.7	rifiuto

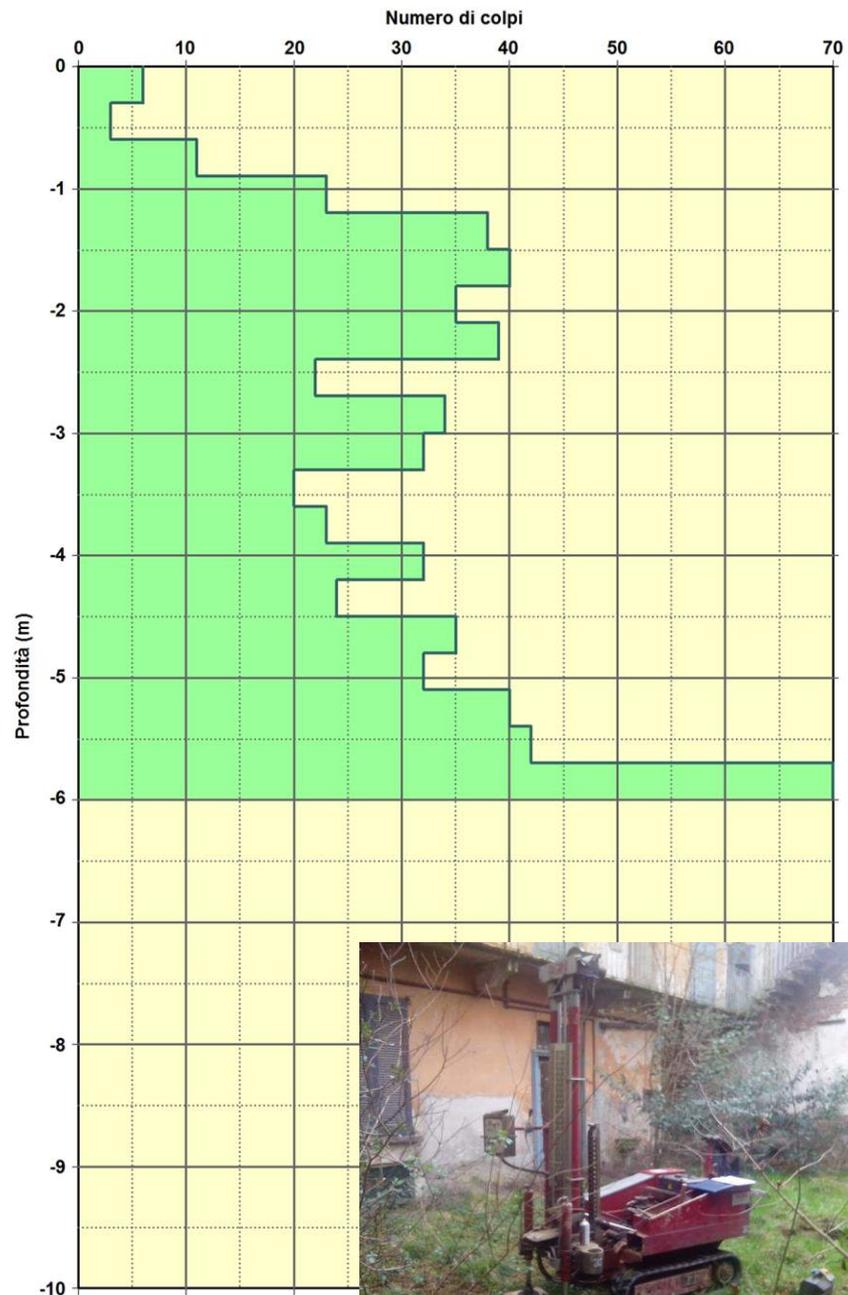


Maglio 73 kg - Volata 75 cm
Punta $\phi 51$ mm - Angolo 60°



P04

Prof. (m)	N. Colpi
-0.3	6
-0.6	3
-0.9	11
-1.2	23
-1.5	38
-1.8	40
-2.1	35
-2.4	39
-2.7	22
-3.0	34
-3.3	32
-3.6	20
-3.9	23
-4.2	32
-4.5	24
-4.8	35
-5.1	32
-5.4	40
-5.7	42
-6.0	rifiuto

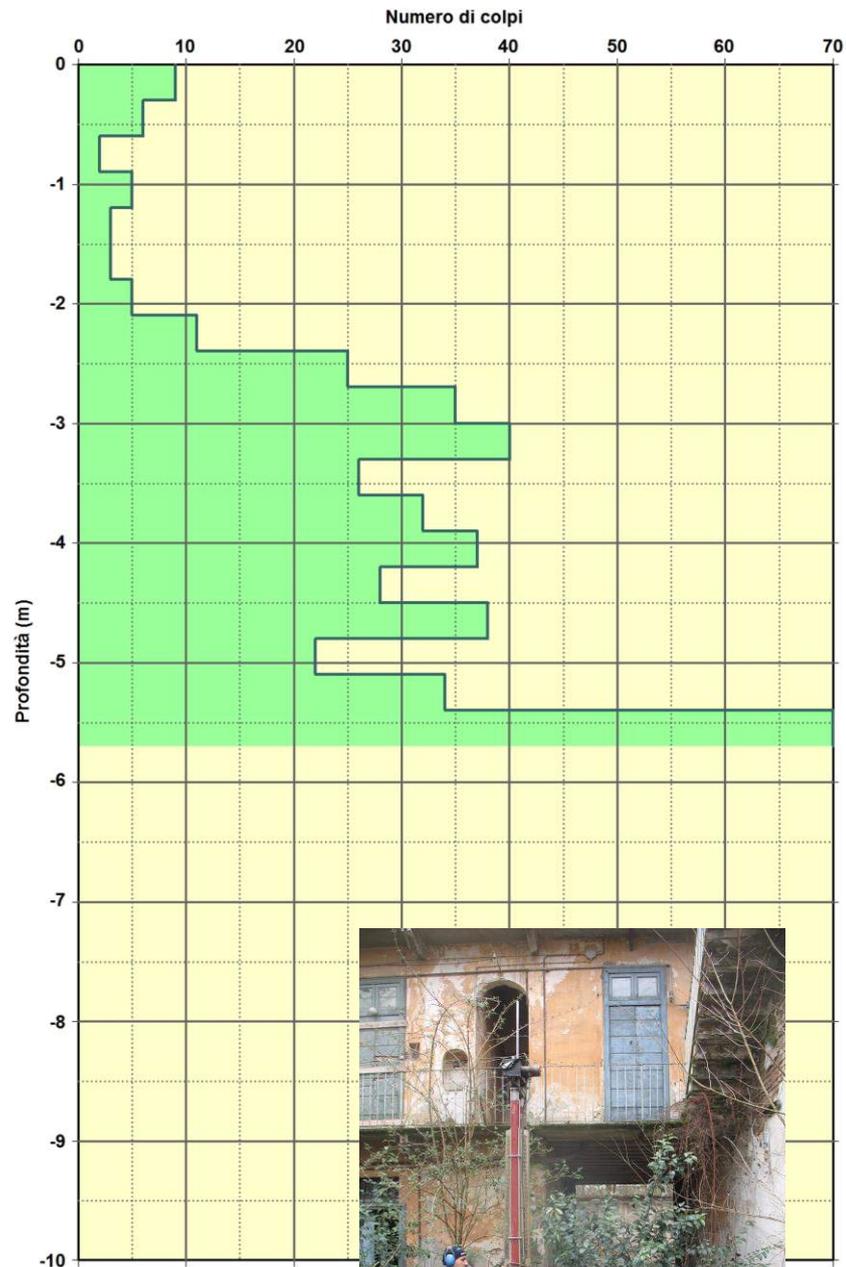


Maglio 73 kg - Volata 75 cm
Punta $\phi 51$ mm - Angolo 60°



P05

Prof. (m)	N. Colpi
-0.3	9
-0.6	6
-0.9	2
-1.2	5
-1.5	3
-1.8	3
-2.1	5
-2.4	11
-2.7	25
-3.0	35
-3.3	40
-3.6	26
-3.9	32
-4.2	37
-4.5	28
-4.8	38
-5.1	22
-5.4	34
-5.7	rifiuto



Maglio 73 kg - Volata 75 cm
Punta $\Phi 51$ mm - Angolo 60°



6 MODELLO GEOLOGICO DEL SITO

L'analisi dei risultati ottenuti con le indagini geognostiche condotte ha permesso di riconoscere una successione litostratigrafica del sito di intervento caratterizzata da due livelli con caratteristiche geotecniche differenti a partire dalla quota di inizio delle prove corrispondente alla quota del piano campagna:

Livello A (dal p.c. a -1.50m)

Depositi di natura prevalentemente sabbioso-limosa con presenza subordinata di ghiaia. Il valore di resistenza del n. colpi x 30cm di avanzamento risulta compreso tra 2 e 12 con un valore medio $N_{spt} = 6$, corrispondente ad un basso grado di addensamento. L'unità si individua in tutte le prove ed identifica la copertura superficiale estesa nell'area di interesse in modo continuo ed omogeneo mediamente per uno spessore di 1.00/1.50m. Lo spessore massimo dell'unità pari a 2.40m è stato individuato nel punto P3 prossimo al limite di proprietà a lato di Via Confalonieri.

Livello B (oltre -1.50m)

Depositi di natura prevalentemente ghiaioso-ciottolosa in matrice sabbiosa ben addensata. Riconosciuto in tutte le prove al di sotto dell'orizzonte di copertura rappresenta l'orizzonte di fondo dell'indagine in cui si individua il livello di rifiuto all'avanzamento delle prove per la natura particolarmente consistente dei ciottoli, riscontrato a profondità di -6.00m dal p.c. Risulta caratterizzato da un valore del n. colpi/piede compreso tra 22 e 45 e n. medio $N_{spt} = 32$.

7 MODELLO GEOTECNICO DEL SITO

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dall'intervento vengono di seguito forniti i parametri maggiormente significativi ai fini fondazionali, ottenuti empiricamente partendo dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche.

I valori di resistenza N_{scpt} all'avanzamento delle prove sono stati correlati ai valori N_{spt} utilizzati per la determinazione dei parametri di resistenza e deformabilità secondo la relazione: $N_{scpt} = N_{spt} \times C_f$ in cui $C_f =$ fattore correttivo = 1.3

Il valore di C_f dipende dalle caratteristiche strumentali del penetrometro utilizzato e dal tipo di litologia presente nell'area di intervento, nel nostro caso ghiaie e sabbie.

I valori del N di colpi riportati nei diagrammi sono valori N_{spt} ovvero i risultati delle letture in campagna moltiplicati per C_f .

Per la valutazione dell'angolo di attrito in termini di sforzi efficaci, trattando di terreni incoerenti, è stato utilizzato il metodo diretto proposto da Owasaki & Iwasaki; la correlazione è la seguente:

$$\varphi = 15 + \sqrt{20 \times N_{spt}}$$

La stima del valore della densità relativa D_r è stata determinata attraverso l'equazione proposta da Skempton (1986):

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{spt}}{60}} (\%)$$

Il modulo di deformazione definito come rapporto tra lo sforzo agente in una determinate direzione e la deformazione conseguente allo sforzo stesso è stato determinato empiricamente secondo il metodo D'Apollonia et altri

$$E = 600 \times (N_{spt} + 6) \text{ (KPa) litologie ghiaioso-sabbiose}$$

Applicando quanto contenuto nelle Istruzioni del Cons. Sup. dei Lavori Pubblici sono stati assunti quali valori caratteristici V_k delle terre i valori prossimi ai medi V_m .

Lo schema del modello geotecnico di sito rappresentativo dei sottosuolo con i parametri determinati per ogni singolo livello con caratteristiche differenti è il seguente:

Livello A (da p.c. a -1.50m)	
<i>Depositi sabbioso limosi a basso grado di addensamento con ghiaia</i>	
Peso di volume γ	1.80 t/m ³
Angolo di attrito φ	26°
Modulo di deformazione elastico E	72 Kg/cm ²
Densità relativa D_r	31%
Livello B (oltre -1.50m)	
<i>Depositi ghiaioso-ciottolosi in matrice sabbiosa addensati</i>	
Peso di volume γ	1.95 t/m ³
Angolo di attrito φ	40°
Modulo di deformazione elastico E	228 Kg/cm ²
Densità relativa D_r	73%

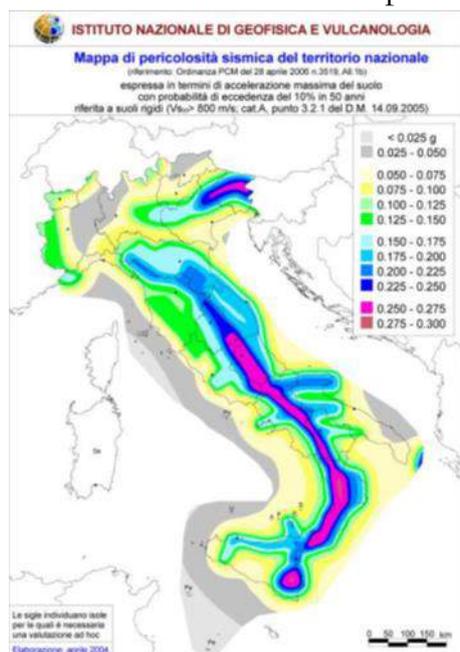
8 ANALISI DEL RISCHIO SISMICO

8.1 RIFERIMENTI NORMATIVI NAZIONALI

La pericolosità sismica è lo strumento di previsione delle azioni sismiche attese in un certo sito su base probabilistica ed è funzione delle caratteristiche di sismicità regionali e del potenziale sismogenetico delle sorgenti sismiche; la sua valutazione deriva quindi dai dati sismologici disponibili e porta 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 (scuotimento) in un dato periodo di tempo, definendo i requisiti progettuali antisismici per le nuove costruzioni nel sito stesso.

La mappatura della pericolosità sismica del territorio italiano ha permesso di stilare una classificazione sismica secondo le direttive promulgate dalla Presidenza del Consiglio dei Ministri il 23 marzo 2003 – Ordinanza n. 3274 “*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*”, con la quale sono stati approvati i “Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – individuazione, formazione ed aggiornamento degli elenchi delle medesime zone” e le connesse norme tecniche per fondazioni e muri di sostegno, edifici e ponti attesi a cose e



persone come prodotto degli effetti di un evento sismico. Sulla base di tale classificazione territorio comunale di Villasanta ricadeva in Zona Sismica 4 - *Zona a sismicità molto bassa*, caratterizzata da una accelerazione massima su suolo di categoria A ($V_s > 800$ m/s) $A_g < 0.05$ g.

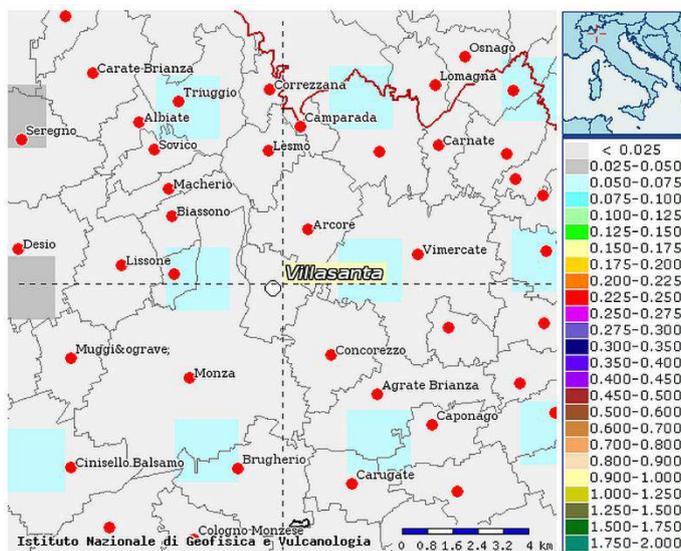
Nel 2006 sono stati approvati i “*Criteri per l'individuazione delle zone sismiche e la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*” e la Mappa di pericolosità sismica di riferimento a scala nazionale, con OPCM n. 3519, successivamente aggiornati in relazione alle modifiche apportate dalla revisione delle Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con D.M. 14 settembre 2005. Nella figura a lato viene riportata la mappa della pericolosità sismica come pubblicata nel sopraccitato OPCM.

Con la pubblicazione delle *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni* (D.M. 14 gennaio 2008) si definiscono i criteri definitivi per la classificazione sismica del territorio nazionale in recepimento del Voto n. 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 non più legata ad una zonazione sismica ma definita puntualmente al variare del sito e del periodo di ritorno considerati, in termini sia di accelerazione del suolo a_g sia di forma dello spettro di risposta.

L'Allegato A al D.M. 14 gennaio 2008 “*Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*” prevede che l'azione sismica venga valutata in fase di progettazione a partire da una “pericolosità sismica di base” in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. La pericolosità sismica di un determinato sito deve essere descritta con sufficiente dettaglio sia in termini geografici che temporali, fornendo, di conseguenza i risultati del suddetto studio:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta (F_0 – valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, T_c^* – periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale);
- in corrispondenza dei punti di un reticolo di riferimento (*reticolo di riferimento*) i cui nodi non siano distanti 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.

Il valore di sollecitazione sismica di base a_g atteso nel territorio di Villasanta così come definito nella tabella 1 allegata al D.M. 14 gennaio 2008 “*Norme tecniche per le costruzioni*” per eventi con tempo di ritorno di 475 anni e probabilità di superamento del 10% in 50 anni che ha condotto all'elaborazione della mappa di pericolosità sismica fornita dall'INGV di cui sotto, indica il range $0.050 < A_g < 0.075$.



L'azione sismica così individuata deve essere variata in funzione delle modifiche apportate dalle condizioni sito-specifiche (caratteristiche litologiche e morfologiche); le variazioni apportate caratterizzano la **risposta sismica locale**. L'Allegato B alle citate norme fornisce le tabelle contenenti i valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento, consultabile sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

8.2 ASPETTI NORMATIVI E METODOLOGICI REGIONALI

La Regione Lombardia, con D.g.r. n.14964 del 7 novembre 2003 ha recepito la classificazione dell'OPCM n.3274/03 imponendo la progettazione antisismica in zona 4 esclusivamente agli edifici strategici e per le opere infrastrutturali rilevanti (oggetto di particolare attenzione perché possono ospitare numerose persone, oppure servono alle comunicazioni e alle esigenze di base della collettività, così come individuati nel D.D.U.O. n. 19904 del 21 novembre 2003).

Con la pubblicazione sul B.U.R.L. del 19 gennaio 2006, 3° supplemento straordinario, della D.G.R. n. 8/1566 del 22 dicembre 2005 *“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 Legge Regionale 11 marzo 2005 n. 12”*, la Regione Lombardia ha definito le linee guida e le procedure operative per la valutazione degli effetti sismici di sito a cui uniformarsi nella definizione del rischio sismico locale, successivamente aggiornate con la D.G.R. n. 8/7374 del 28 maggio 2008 *“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 Legge Regionale 11 marzo 2005 n. 12 approvati con D.G.R. 22/05 n. 8/1566”* pubblicata sul B.U.R.L. del 12 giugno 2008, 2° supplemento straordinario al n° 24, a seguito delle avvenute modifiche in materia di norme tecniche sulle costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008). Secondo le direttive regionali, l'analisi della sismicità del territorio in termini di valutazione dell'amplificazione sismica locale deve seguire le metodologie dell'Allegato 5 al D.G.R. n. 8/7374/2008, che prevedono tre diversi livelli di approfondimento in funzione della zona sismica di appartenenza (1° livello, 2° livello, 3° livello).

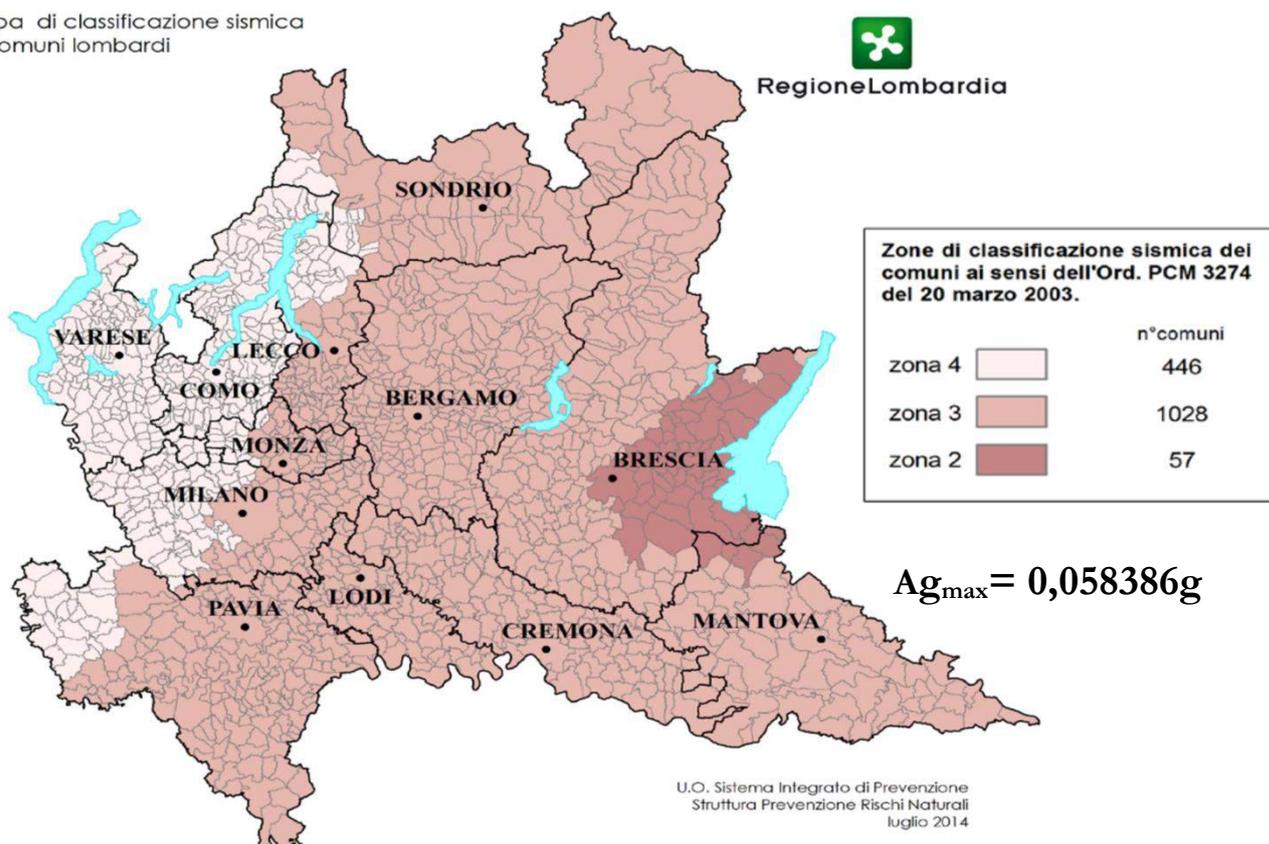
Tale classificazione, secondo quanto riportato al punto 1.4.3 della D.G.R. n. 8/7374/2008, definisce unicamente l'ambito di applicazione dei vari livelli di approfondimento in fase pianificatoria.

Si sottolinea comunque che, in accordo alla D.G.R. n. 8/7374/2008, su tutto il territorio comunale gli edifici il cui uso prevede affollamenti significativi, gli edifici industriali con attività pericolose per l'ambiente, le reti viarie e ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza e le costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti e con funzioni sociali essenziali di cui al D.D.U.O. 21 novembre 2003 n. 19904 *“Approvazione elenco tipologie degli edifici e opere infrastrutturali e programma temporale delle verifiche di cui all'art. 2, commi 3 e 4 dell'ordinanza p.c.m. n. 3274 del 20 marzo 2003, in attuazione della d.g.r. n. 14964 del 7 novembre 2003”* dovranno essere progettati adottando i criteri antisismici di cui al D.M. 14 gennaio 2008 *“Nuove Norme tecniche per le costruzioni”*, definendo le azioni sismiche di progetto a mezzo di analisi di approfondimento di 3° livello, indipendentemente dalla presenza o meno di possibili scenari di amplificazione locale.

Nel recentissimo D.G.R. del 11 luglio 2014 – n.X/2129 è stato prodotto l'aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia ai sensi del l.r. 1/2000, art.3, c.108, lett.d, in cui

sono indicate le zone sismiche dei comuni compresi nella Regione Lombardia e le relative accelerazioni massime (AGMAX) presenti all'interno dei territori comunali (O.P.C.M. 3519/06 e Decreto Min. Infrastrutture 14/01/08). **La nuova classificazione sismica inserisce il Comune di Villasanta in zona sismica 3 attribuendo un valore di $A_{g_{max}}=0,058386g$**

Mappa di classificazione sismica dei comuni lombardi



ELENCO DEI COMUNI CON INDICAZIONE DELLE RELATIVE ZONE SISMICHE E DELL'ACCELERAZIONE MASSIMA (AGMAX) PRESENTE ALL'INTERNO DEL TERRITORIO COMUNALE (O.P.C.M. 3519/06 E DECRETO MIN. INFRASTRUTTURE 14/01/08)

ISTAT	Provincia	Comune	Zona Sismica	AgMax
03108049	MB	VILLASANTA	3	0,058386

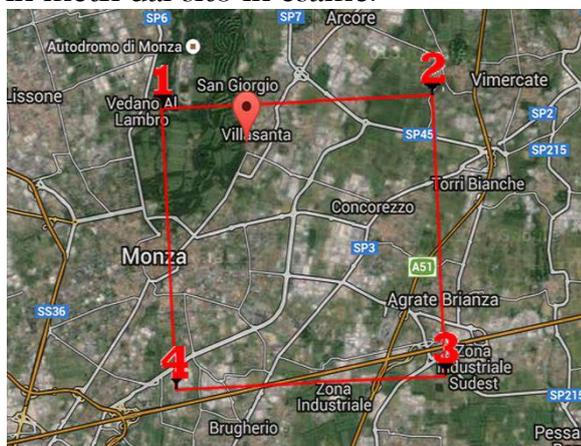
Con D.G.R. del 10/10/2014 – n.10/2489 viene differita l'entrata in vigore della nuova classificazione al 14 ottobre 2015 pur mantenendo, come nel caso in esame, l'obbligo di considerare le nuove progettazioni secondo la zonazione di cui sopra (Zona 3).

9 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE DEL TERRITORIO COMUNALE

Con riferimento al D.M. 14/01/08 *Norme tecniche per le costruzioni* la sismicità di base del territorio comunale di Villasanta è definibile in funzione del valore assunto dall'accelerazione massima attesa su suolo rigido per eventi con tempo di ritorno di 475 anni e probabilità di superamento del 10% in 50 anni definita nella tabella 1 allegata al citato decreto ministeriale in corrispondenza dei nodi di un reticolo di riferimento nazionale.

Le coordinate del sito esaminato sono: **latitudine= 45,605076°, longitudine= 9,299889°**

La tabella a lato mostra le coordinate del reticolo di riferimento e la loro distanza in metri dal sito in esame.



	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	11596	45,611610	9,277791	1866,2
Sito 2	11597	45,614060	9,349075	3954,2
Sito 3	11819	45,564130	9,352502	6123,2
Sito 4	11818	45,561660	9,281350	5038,6

La mappa sulla sinistra inquadra territorialmente l'ubicazione dei quattro nodi del reticolo di riferimento. I parametri sismici di riferimento per i differenti stati limite ai sensi delle NTC 2008 tenuto conto di un periodo di riferimento per l'azione sismica $V_r=50$ anni, sono i seguenti:

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0,020	2,552	0,167
Danno (SLD)	50	0,026	2,541	0,195
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,057	2,620	0,281
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,071	2,637	0,295
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

10 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

La nuova normativa “Norme tecniche per le costruzioni” afferma che ai fini della definizione della azione sismica di progetto (punto 3.2.2), deve essere valutata l’influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

In mancanza di tali studi si può utilizzare la classificazione dei terreni descritta di seguito. La classificazione deve riguardare i terreni compresi tra il piano di imposta delle fondazioni degli edifici ed un substrato rigido di riferimento, (bedrock) ovvero quelli presenti ad una profondità commisurata all’estensione ed all’importanza dell’opera.

La classificazione può essere basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio V_s ovvero sul numero medio di colpi NSPT ottenuti in una prova penetrometrica dinamica ovvero sulla coesione non drenata media c_u . In base alle grandezze sopra definite si identificano le seguenti le categorie del suolo di fondazione:

A *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s30} > 800$ m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 metri.*

B *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto 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 360÷800 m/s (ovvero $N_{stp,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $Cu_{30} > 250$ 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 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180÷360 m/s (ovvero $15 < N_{stp,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < Cu_{30} < 250$ KPa nei terreni a grana fina).*

D *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30} < 180$ m/s (ovvero $N_{stp,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $Cu_{30} < 70$ KPa nei terreni a grana fina).*

E *Terreni dei sottosuoli di tipo C o D con spessore non superiore a 20 metri posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s)*

A queste cinque categorie principali si aggiungono altre due categorie per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell’azione sismica da considerare:

S1 *Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ m/s (ovvero 10 KPa $< C_u$, $30 < 20$ KPa, che includono uno strato di almeno 8 metri di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 metri di torba o di argille altamente organiche.*

S2 *Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.*

La classificazione è effettuata sulla base del parametro V_{s30} che rappresenta la velocità delle onde di taglio S riferita a 30 m di profondità e calcolata con l'espressione:

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

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in metri) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $g < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

11 MISURA DELLA V_{s30} TRAMITE LA REGISTRAZIONE DEI MICROTREMORI (REFRACTION MICROTREMOR - Re.Mi.)

Al fine di caratterizzare gli aspetti di pericolosità sismica locale e determinare la categoria del suolo di fondazione come richiesto nelle NTC 2008, si è provveduto ad eseguire l'acquisizione di n.1 prova Re.Mi. (Refraction Microtremor) che permette di acquisire il parametro V_{s30} (valore medio delle velocità di taglio nei primi 30m).

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 han-no sempre trovato una condizione di difficile applicazione a causa della difficoltà di discriminare il segnale dal rumore.

Con questa nuova tecnica, il disturbo, il "noise" ambientale diventa il segnale utilizzato per la caratterizzazione sismica. Sono i microtremori (rumore di fon-do 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 100m, con una precisione del 10-20%.

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 24bit) 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 al-tri tipi di onde che compongono il sismogramma, rendendo possibile il riconoscimento delle vere velocità di fase dalle velocità apparenti.

11.1 Modalità d'intervento

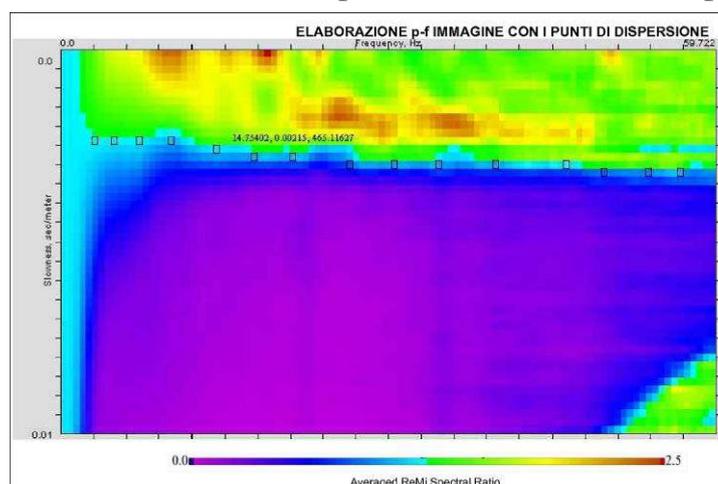


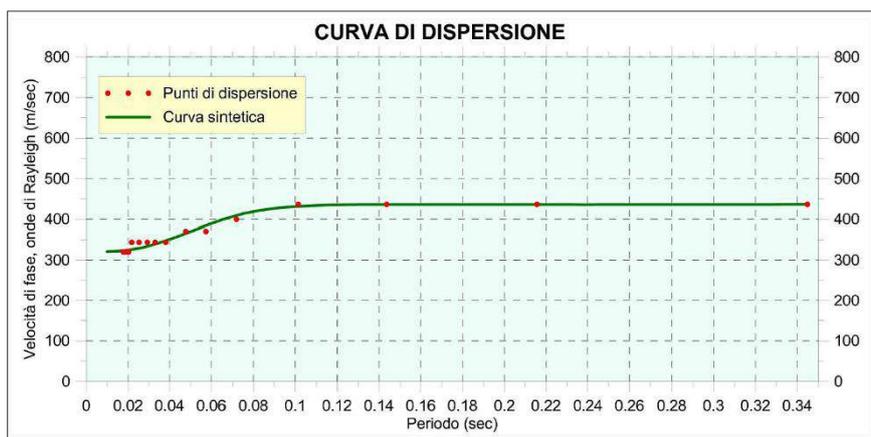
L'acquisizione dei dati per la definizione della Vs30 è stata svolta tramite l'acquisizione e la registrazione del noise ambientale impiegando geofoni da 4.5 Hz ed un acquisitore digitale multicanale a 24 canali con dinamica a 24bit. E' stato acquisito 1 profilo sismico (come da planimetria generale), costituito da un allineamento di 24 geofoni equispaziati di 1.50 m. Per la prova sismica sono stati raccolti oltre 20 records di lunghezza di 30 sec. con campionamento ogni 2ms.

11.2 Elaborazione dei dati

La procedura di elaborazione adottata per la classificazione dei profili del suolo di fondazione ha utilizzato la tecnica sopra descritta utilizzando il pacchetto software SeisOpt Re.Mi. 5.0 prodotto dalla Optim Software LLC.

Come prima fase è stata eseguita un'analisi spettrale del sismogramma che ha consentito di elaborare una immagine della distribuzione del segnale di velocità sismica in funzione delle diverse frequenze che lo compongono, vedi figura a lato.





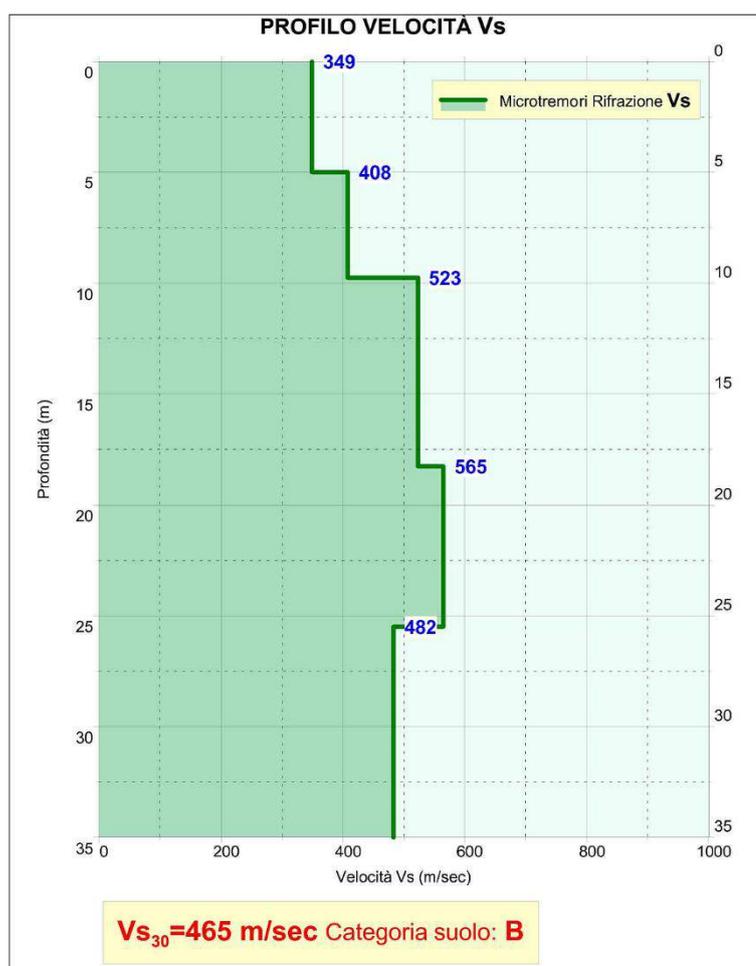
Da tale elaborazione è stata poi estrapolata la curva di attenuazione del segnale caratteristico e in funzione del suo andamento (curva di dispersione) si è risaliti alla stratigrafia sismica in termini di velocità delle onde di taglio (V_s).

Il risultato finale dell'elaborazione consiste quindi nella rappresentazione grafica del profilo di velocità e nel calcolo della relativa V_{s30} .

12 ANALISI DEI RISULTATI

Ai fini della caratterizzazione sismica del sito, con una V_{s30} calcolata di **465 m/s** il suolo di fondazione risulta di tipo “**B**”:

B – Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto 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 360÷800 m/s (ovvero $N_{stp,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $Cu_{30} > 250$ KPa nei terreni a grana fina).



13 RISPOSTA SISMICA LOCALE

L'azione sismica “di base” viene successivamente corretta tramite la valutazione della “risposta sismica locale” una volta definita la **categoria sismica di sottosuolo** che è risultata di tipo “**B**” e le condizioni topografiche del sito, con riferimento alle NTC Tabella 3.2.IV, rientranti nella “**Categoria topografica T1** *Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$* ”.

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

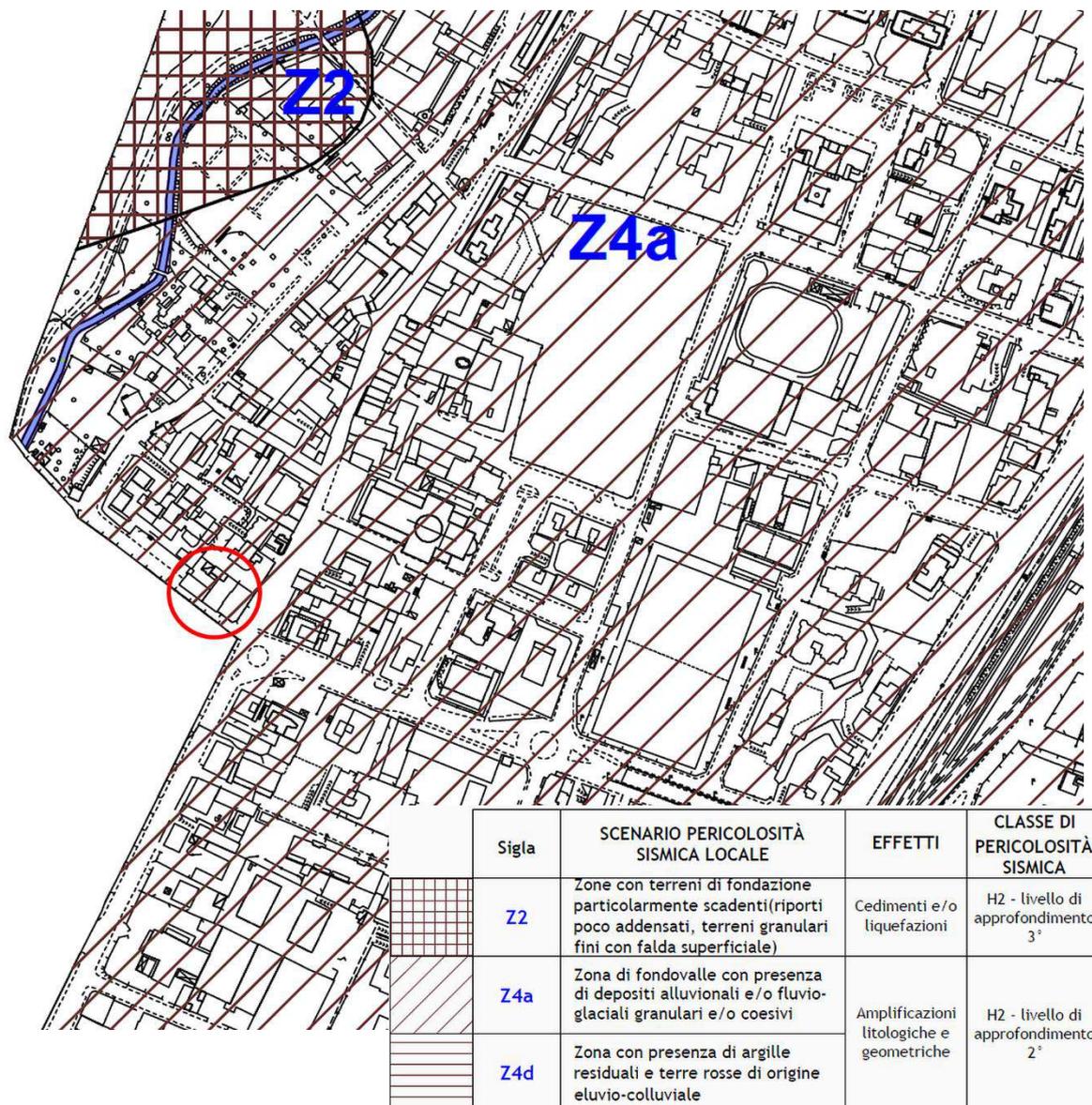
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq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

La sintesi dei coefficienti sismici di sito da applicare ai differenti stati limite calcolata dal programma appositamente dedicato una volta definiti i parametri sismici, la categoria sismica del sottosuolo e quella topografica è la seguente:

Categoria sottosuolo	<input type="text" value="B"/>
Categoria topografica	<input type="text" value="T1"/>
Ss *	<input type="text" value="1,20"/>
Amplificazione stratigrafica	<input type="text" value="1,20"/>
Cc *	<input type="text" value="1,57"/>
Coeff. funz categoria	<input type="text" value="1,53"/>
St *	<input type="text" value="1,42"/>
Amplificazione topografica	<input type="text" value="1,40"/>
<input type="checkbox"/> Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s ²]	<input type="text" value="0.6"/>

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,005	0,006	0,014	0,017
0,002	0,003	0,007	0,009	
Amax [m/s ²]	0,237	0,308	0,674	0,840
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

Per la valutazione degli aspetti geologici-geomorfologici che possono determinare fenomeni di amplificazione locale ci si è basati su quanto viene riportato nella Carta della Pericolosità Sismica Locale (1° livello) – ALL. A del PGT in adozione, vedi stralcio riportato di seguito.



Dalla cartografia si evince che l'area in oggetto (cerchiata in rosso) rientra nella “Classe Z4a – “Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi.” per la quale è prevista l'analisi H2 – 2° livello di approfondimento degli effetti di sito limitati a possibili fenomeni di amplificazione litologica e geometrica.

14 STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Le “Norme tecniche per le costruzioni” espresse nel D.M. 14.01.2008 stabiliscono che le verifiche di sicurezza e prestazionali di una struttura devono essere effettuate in relazione agli stati limite di riferimento, che si possono verificare durante la vita dell’opera, intesi come condizioni superate le quali l’opera non è più in grado di soddisfare le esigenze per le quali è stata progettata.

In tale condizione, la definizione del periodo di riferimento relativamente alla vita dell’opera implica che, nell’ambito della definizione delle azioni di carico, da considerare nelle verifiche di sicurezza delle opere, sia ricompresa anche l’azione sismica, la cui valutazione è stata oggetto del O.P.C.M. 3274 del 20.04.2003.

Il periodo di riferimento per l’azione sismica V_R risulta, quindi, dall’incrocio dei parametri: vita nominale e classe d’uso, definiti dal tipo di costruzione.

La vita nominale di un’opera strutturale è intesa come il n. di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nelle NTC Tab.2.4.I. Nel caso in esame $V_N=50$ anni.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

La **classe d’uso** è definita con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, in presenza di azioni sismiche, individuando 4 classi d’uso (I, II, III, IV) a ciascuna delle quali corrisponde un coefficiente d’uso **CU** come definito nelle NTC (Tab.2.4.II).

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d’uso C_U

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

La costruzione in progetto rientra nella **Classe II** *Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericoloso per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in classe d’uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.*

Secondo la Tab. 2.4.II NTC a tale classe corrisponde un **Coefficiente d'uso $C_u = 1.0$** e conseguentemente il periodo di riferimento per l'azione sismica V_R risulta pari a $V_N \times C_u = 50 \times 1.0 = \mathbf{50 \text{ anni}}$.

15 VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE E DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO

15.1 AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche agli stati limite ultimi (SLU) le azioni che devono essere considerate per l'opera in esame sono le seguenti:

STR – STATO LIMITE DI RESISTENZA DELLA STRUTTURA: riguarda gli elementi di fondazione e di sostegno del terreno. Si utilizza per tutti i dimensionamenti strutturali. Se le azioni sulle struttura sono esercitate dal terreno, si devono assumere i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

GEO – STATO LIMITE DI RESISTENZA DEL TERRENO: Si utilizza per il dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione e di sostegno e per tutte le strutture che interagiscono col terreno, ma anche per le verifiche di stabilità globale terreno-struttura.

Nelle verifiche nei confronti degli STR e GEO si possono adottare due differenti approcci:

APPROCCIO 1 - Combinazione 1: $(A1 + M1 + R1)$ (STR)

APPROCCIO 1 - Combinazione 2: $(A2 + M2 + R2)$ (GEO)

APPROCCIO 2 - Combinazione 1: $(A1 + M1 + R3)$ (STR + GEO)

Le combinazioni sono formate da gruppi di coefficienti parziali:

A = Azioni γ_F = coefficiente di amplificazione dei carichi

M = resistenza dei materiali (terreno) γ_M = coefficiente di riduzione dei parametri geotecnici

R = resistenza globale del sistema γ_R = coefficiente di riduzione delle Resistenze (portanza, scorrimento ..).

I coefficienti parziali da applicare nei differenti approcci sopraccitati sono espressi nella seguente tabella di sintesi delle Tab 6.2.I, 6.2.II delle NTC 2008

<i>Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni</i>					
CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
<i>Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno</i>					
PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE		COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$		$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k		$\gamma_{c'}$	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
<i>Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali</i>					
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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$		

15.2 VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

In base alle NTC 2008, la verifica della sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) ovvero la verifica dello stato limite di collasso per il raggiungimento del carico limite di fondazione si ottiene con il “metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali” in cui deve essere rispettata la condizione sotto riportata

$$R_d \geq E_d$$

R_d = resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate (di pertinenza dello strutturista) $R_d = R_k / \gamma_M$

E_d = valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto nelle varie combinazioni di carico (di pertinenza dello strutturista) $E_d = E_k \times \gamma_E$

Nelle valutazioni del carico limite Q_{lim} e della resistenza di progetto R_d del sistema geotecnico, trattandosi di terreni incoerenti, il calcolo viene eseguito con una verifica in condizioni di sforzi effettivi considerando la resistenza al taglio dei terreni $\phi > 0$ e la coesione $c = 0$.

Per la valutazione della capacità portante del terreno viene utilizzata la classica formula trinomia (Terzaghi 1943, Meyerhof, 1963, Brinch-Hansen 1970, Vesic 1975).

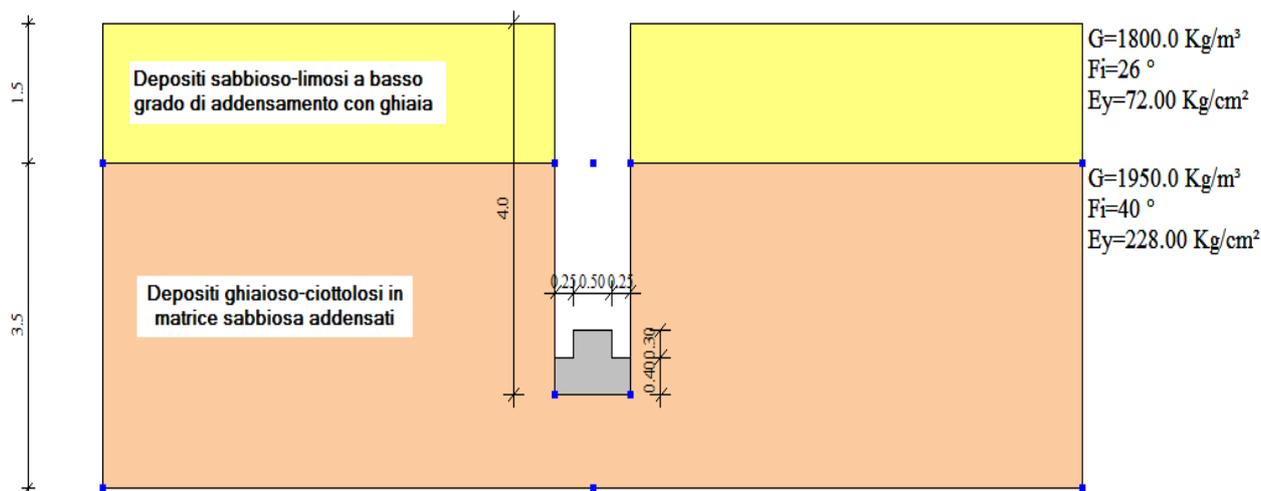
$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$$

- Q_{ult} = carico limite (Kg/cm²)
 B = larghezza della fondazione (m)
 γ = peso di volume del terreno (t/m³)
 C = coesione non drenata (t/m²)
 D = profondità del piano di posa (m)

N_c , N_γ e N_q = coefficienti adimensionali che dipendono dall'angolo di attrito (dedotti da Brinch-Hansen, 1970).

Il progetto di ristrutturazione edilizia prevede la realizzazione di un edificio dotato di piano interrato. Viene pertanto considerato con un piano di posa delle strutture di fondazione di tipo continuo su travi rovesce a -4.00m circa dal p.c. attuale.

Lo schema della struttura di fondazione inserito nel modello geologico-geotecnico considerato è il seguente:



Tenuto conto del periodo di riferimento V_r dell'azione sismica derivante dalla strategia di progettazione unitamente ai parametri ed i coefficienti sismici definiti in precedenza per la caratterizzazione sismica del sito per i differenti stati limite, nell'applicazione dell'azione sismica per la verifica in condizione dinamiche vengono considerati i seguenti valori:

Accelerazione massima (ag/g) = 0.058

Coefficiente intensità sismico terreno K_{hk} = 0.0137

Coefficiente intensità sismico struttura K_{hi} = 0.0598

Di seguito vengono fornite la sintesi ed i fogli di calcolo del programma dedicato alle verifiche agli SLU nel caso di trave avente una larghezza minima $B = 1.00m$ nei differenti approcci di calcolo ai sensi delle NTC 2008:

APPROCCIO 1 – Combinazione 2: ($A2 + M2 + R2$)

Condizioni statiche: $Q_{lim} = 2.89kg/cm^2$ e $R_d = 1.61 kg/cm^2$

Condizioni dinamiche: $Q_{lim} = 2.71 kg/cm^2$ e **$R_d = 2.02 kg/cm^2$**

Costante di sottofondo (modulo di Winkler) $K_w = 1.08 - 1.16 kg/cm^3$

Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Tensione [Ed] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm ³)
A2+M2+R2								
	VESIC (1975)	2.89	1.61	0.00	--	--	* Rottura generale; Ir=1244.138; Icrit=224.133	1.16
Sisma *	VESIC (1975)	2.71	1.50	0.00	--	--	* Rottura generale; Ir=1244.138; Icrit=224.133	1.08

APPROCCIO 2 - Combinazione 1: ($A1 + M1 + R3$)

Condizioni statiche: $Q_{lim} = 5.32 kg/cm^2$ e $R_d = 2.31 kg/cm^2$

Condizioni dinamiche: $Q_{lim} = 4.94 kg/cm^2$ e **$R_d = 2.15 kg/cm^2$**

Costante di sottofondo (modulo di Winkler) $K_w = 1.97 - 2.13 kg/cm^3$

Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Tensione [Ed] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm ³)
A1+M1+R3								
	VESIC (1975)	5.32	2.31	0.00	--	--	* Rottura generale; Ir=995.311; Icrit=537.658	2.13
Sisma *	VESIC (1975)	4.94	2.15	0.00	--	--	* Rottura generale; Ir=995.311; Icrit=537.658	1.97

15.3 VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Come esplicito nelle NTC 2008, forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei requisiti prestazionali tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi (SLU). Nelle istruzioni applicative espresse nella circolare del 1.07.2009 si sottolinea che per effetto delle azioni trasmesse in fondazione i terreni subiscono deformazioni che provocano cedimenti del piano di posa. Sulla base dell'entità previsionale di tali cedimenti deve esprimersi un giudizio sulla loro ammissibilità con riferimento ai limiti imposti dal comportamento statico ed alla funzionalità del manufatto.

Nel nostro caso trattandosi di terreni granulari incoerenti per il calcolo dei cedimenti assoluti viene utilizzato il metodo proposto da Burland e Burbidge (1985) nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N_{SPT} della prova penetrometrica dinamica.

L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{v0} = la tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_s, f_H, f_t Fattori correttivi di forma, spessore strati, componente viscosa dei cedimenti.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} delle N_{spt} all'interno di una profondità significativa $z_i = 1.025 + 0.4286 \cdot B - 0.001 \cdot 9.91 \cdot B^2$

Per le verifiche agli SLE viene considerata l'applicazione prudenziale di una pressione di esercizio pari alla minore resistenza di progetto individuata nelle verifiche agli SLU pari rispettivamente a 1.50 e 2.15 kg/cm². Inserito tale valore nel modello geotecnico del sito i cedimenti assoluti risultano rispettivamente compresi tra valori di $S=5\text{mm}$ e $S=8\text{mm}$, entità che possono essere ritenute trascurabili per il tipo di strutture in esame considerato il trasferimento dei carichi in modo diretto e contenuto dalle ghiaie sottostanti.

I risultati degli elaborati di calcolo sono i seguenti:

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt
1	1.5	6
2	6	26

Parameters for 1.5 kg/cm² pressure:

- Pressione: 1.5 Kg/cm²
- Tempo: 100
- Profondità significativa Zi (m): 6.0
- Media dei valori di Nspt all'interno di Zi: 26
- Fattore di forma fs: 1.487
- Fattore strato compressibile fh: 1
- Fattore tempo ft: 1.605
- Indice di compressibilità: 0.018
- Cedimento (mm): 5.235

Parameters for 2.15 kg/cm² pressure:

- Pressione: 2.15 Kg/cm²
- Tempo: 100
- Profondità significativa Zi (m): 6.0
- Media dei valori di Nspt all'interno di Zi: 26
- Fattore di forma fs: 1.487
- Fattore strato compressibile fh: 1
- Fattore tempo ft: 1.605
- Indice di compressibilità: 0.018
- Cedimento (mm): 7.946

16 OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

L'analisi dei risultati ottenuti con le indagini geognostiche condotte ha permesso di riconoscere una successione litostratigrafica del sito in esame caratterizzata dalla presenza di un orizzonte di copertura superficiale di depositi incoerenti con litologie prevalentemente sabbioso-limoso poco addensate per spessori medi di 1.50m dal p.c. attuale (Livello A). Al di sotto si individuano depositi di natura ghiaioso-ciottolosa in matrice sabbiosa dotati di un buon grado di addensamento (Livello B).

Nel punto di prova P3, eseguito al limite di proprietà a lato di Via Confalonieri nel settore oggetto delle necessarie opere di contenimento, le caratteristiche più scadenti del livello A di copertura superficiale si individuano fino alla profondità di -2.40m dal p.c.

Le ricostruzioni idrogeologiche disponibili negli strumenti urbanistici vigenti indicano il livello di soggiacenza media della falda ad oltre -12.00m dal p.c., in accordo con l'assenza di acqua riscontrato nei fori di prova.

Per quanto concerne la caratterizzazione degli aspetti di pericolosità sismica locale, tenuto conto di quanto disposto dalla recenti disposizioni normative che ri-classificano il territorio comunale di Villasanta in *zona sismica 3 – zona a bassa sismicità*, sono stati definiti i parametri ed i coefficienti sismici da applicare nelle verifiche prestazionali ed in particolare è stata determinata una categoria sismica di tipo “B” del sottosuolo di fondazione con un valore di $V_{S30} = 465$ m/s.

Nelle differenti soluzioni di calcolo ai sensi delle NTC 2008, eseguite in condizioni statiche e dinamiche per fondazioni continue aventi larghezza minima $B=1.00$ m, posizionate a -4.00m dal p.c. per la realizzazione del piano interrato, i valori del carico limite Q_{lim} risultano compresi tra 2.71 e 5.32 kg/cm² da cui un valore minimo della resistenza di progetto del sistema geotecnico R_d pari rispettivamente a 1.50 e 2.15kg/cm².

Applicando carichi di esercizio pari ai valori delle resistenze di progetto sopra determinati, i cedimenti assoluti rimangono contenuti entro valori di S trascurabili (5-8m), potendo sfruttare direttamente le buone qualità geomeccaniche delle ghiaie sottostanti.

Nei termini indicati si ritiene l'intervento in esame, idoneo e compatibile nei confronti degli aspetti geologici, idrogeologici, geotecnici e di pericolosità sismica locale rilevati.

GEOINVEST S.R.L.
Dr. Geol. Davide Roverselli

