

**PROVINCIA DI MILANO
COMUNE DI SEGRATE**

**CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEI TERRENI PER LA
REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA COSTRUZIONE RESIDENZIALE**

RELAZIONE GEOLOGICA-SISMICA

29 aprile 2019

Committente:

TRAFILTUBI

via Corelli 180 - Novegro di Segrate - MI

a cura di:

Dr. Emanuele Emani

Segrate

INDICE

1.0	INTRODUZIONE.....	2
2.0	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3.0	INDAGINI ESEGUITE.....	3
4.0	INQUADRAMENTO GENERALE DEGLI INTERVENTI.....	3
5.0	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, IDROGEOLOGICO E VINCOLISTICA	6
5.1	Geologia e geomorfologia	6
5.2	Geologia	7
5.3	Considerazioni idrogeologiche e idrografia superficiale	8
5.4	Considerazioni geologico-tecniche	10
5.5	Vincoli e sintesi	11
6.0	ASPETTI SISMICI	14
6.1	Sismicità di base	16
6.2	Zonazione sismogenetica	18
6.3	Pericolosità sismica	19
7.0	CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SUOLO DI FONDAZIONE.....	22
8.0	ANALISI E VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI SISMICI DI SITO	23
9.0	INDAGINE SISMICA: CONCLUSIONI.....	28
10.0	ELABORAZIONE DATI DELLE PROVE PENETROMETRICHE	29
10.1	Prove CPT: metodologia dell'indagine	29
10.2	Prove SCPT: metodologia dell'indagine	30
10.3	Stratigrafia e parametri geotecnici	32
10.4	Parametri geotecnici	33
11.0	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	35
11.1	Categoria di sottosuolo	35
11.2	Vita nominale dell'opera, periodo di ritorno dell'azione sismica e pericolosità sismica	35
11.3	Classe d'uso	36
11.4	Periodo di riferimento	36
12.0	VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO.....	39
12.1	Metodologia di calcolo	41
12.2	Verifiche nei confronti dei stati limite di esercizio – cedimenti	43
13.0	CONSIDERAZIONI GENERALI	44
14.0	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	46

- Risultati prove penetrometriche, stratigrafia e parametri geotecnici
- **RELAZIONE SISMICA: RAPPORTO TECNICO**

Segrate

1.0 INTRODUZIONE

La società **Trafilubi S.r.l.** ha affidato al sottoscritto *geol. Emani Emanuele* l'incarico per la relazione geologica-sismica finalizzato alla realizzazione di una nuova costruzione ad uso residenziale sita in via Corelli 180 - Novegro di Segrate - MI.

La presente indagine ha lo scopo di valutare le caratteristiche geotecniche del terreno, allo scopo di individuare:

- la tipologia fondazionale più adatta alle reali proprietà litologiche riscontrate
- la stratigrafia del terreno e quindi la profondità di posa consigliata
- la compatibilità con il rischio sismico locale

Dopo un breve inquadramento geologico, geomorfologico ed idrogeologico, nei capitoli seguenti si procederà alla caratterizzazione sismica dei terreni in funzione delle interazioni terreno-strutture. Nella seguente indagine si è eseguita un'analisi complessiva dell'intervento in oggetto rispetto alla situazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e idrologica della zona, in modo da avere una visione complessiva della caratteristica dell'area in cui si prevede la nuova opera. Si è potuto stabilire, sulla base di studi eseguiti nella zona, quali possano essere le eventuali penalizzazioni imposte anche dalle caratteristiche locali dell'acquifero, dall'escursione della falda freatica e dalle caratteristiche di drenaggio superficiale, ma anche per fornire indicazioni relative alle tipologie fondazionali ed agli accorgimenti da adottare in sede progettuale ed esecutiva.

L'ubicazione indicativa delle prove è evidenziata in *fig. 2* ed è stata definita sulla base delle caratteristiche del luogo di indagine, concordando con il progettista la posizione delle stesse sulla base del possibile ingombro dell'edificio. La prova è stata realizzata nella in due punti della struttura al fine di poter definire una sezione tipo rappresentativa della litologia locale.

2.0 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Decreto Ministeriale 17.01.2018 e succ.: Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

. Circolare 2 febbraio 2009.

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale.

Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007

Eurocodice 8 (1998): Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture

Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnicici (stesura finale 2003)

Eurocodice 7.1 (1997): Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali . - UNI

Eurocodice 7.2 (2002): Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI

Eurocodice 7.3 (2002): Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito(2002). UNI

Leggi regionali in materia di pianificazione e di Vincolo Idrogeologico

Pianificazione Provinciale e Comunale di dettaglio

3.0 INDAGINI ESEGUITE

Sulla base delle conoscenze pregresse del sito e delle esigenze progettuali, si è programmato il seguente piano di indagini e di studi, predisposto assieme ai progettisti:

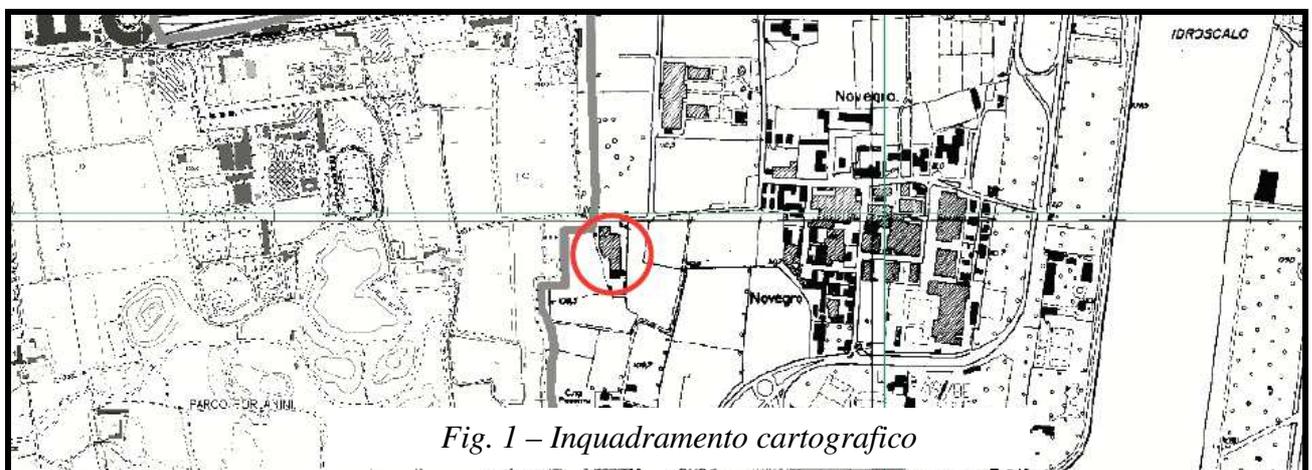
- una raccolta della documentazione esistente sull'area in esame con particolare riferimento alle problematiche geologico-tecniche ed idrogeologiche (stratigrafia dei pozzi pubblici, sondaggi e prove penetrometriche a disposizione negli archivi societari);
- un sopralluogo in sito per l'acquisizione di tutti i dati e di tutte le evidenze geologico-tecniche ed idrogeologiche potenzialmente utili;
- indagini mediante la realizzazione di **4 sondaggi penetrometrici**;
- Analisi della Risposta Sismica Locale (RSL); a tal fine è stata eseguita, in data 15 aprile 2019, un'analisi dei microtremori (nr. 1 in corrispondenza dell'impianto). L'indagine è finalizzata al calcolo delle Vs30 (valore medio delle velocità di taglio nei primi 30 metri) e alla definizione del suolo di fondazione sulla base della nuova classificazione sismica del territorio nazionale e del Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 (pubblicato sul supplemento ordinario nr. 30 della Gazzetta Ufficiale del 04 febbraio 2008 – “Norme Tecniche per le Costruzioni”) e succ. variazioni.

Si precisa che con l'ausilio esclusivamente delle prove eseguite, non è stato possibile valutare direttamente e con maggiore precisione le caratteristiche geotecniche dei materiali intercettati (per tale scopo si sarebbe dovuto eseguire un'analisi di laboratorio su campioni indisturbati), per questo i valori indicati sono cautelativi.

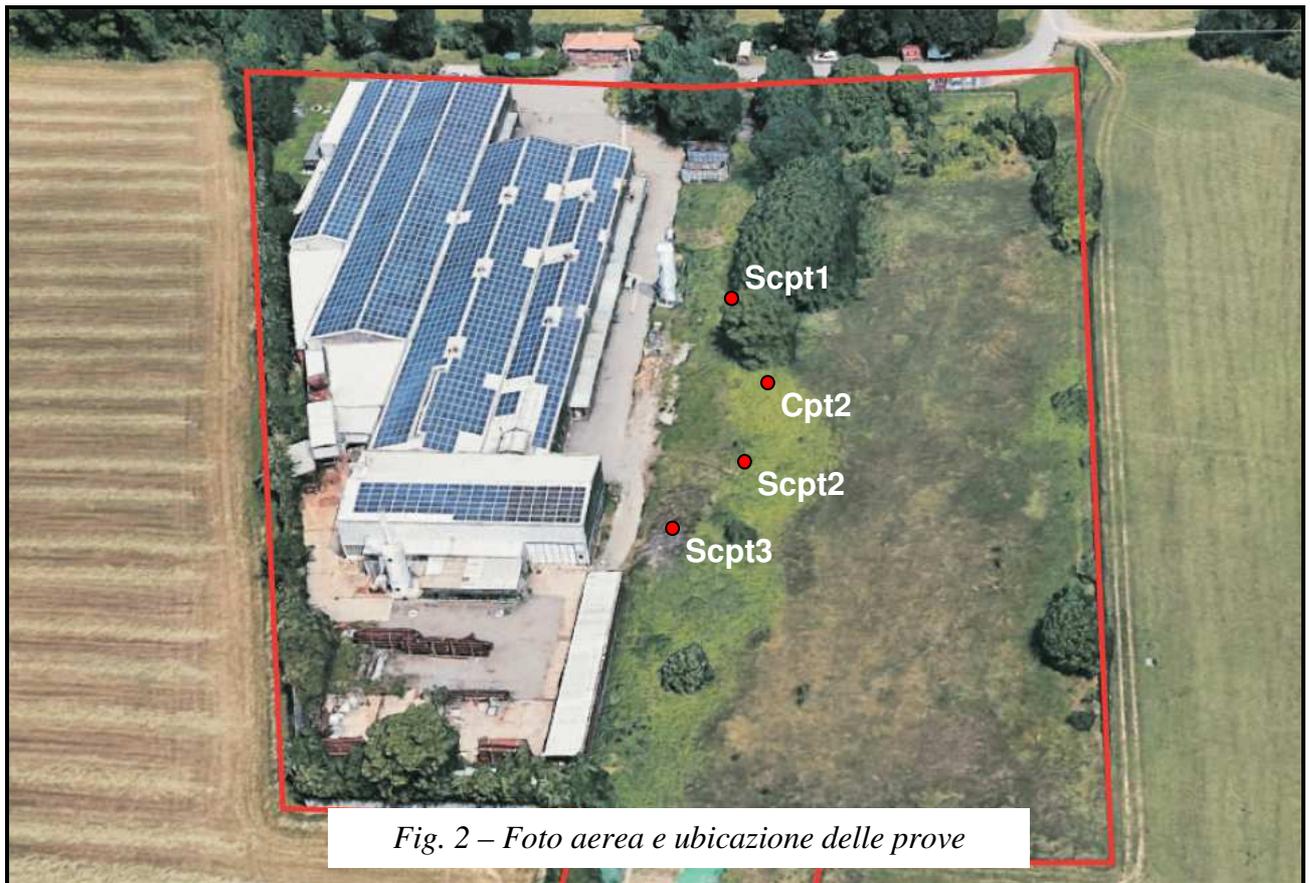
4.0 INQUADRAMENTO GENERALE DEGLI INTERVENTI

L'intervento, oggetto del presente studio, si trova in Provincia di Milano e all'interno del territorio comunale di Segrate (frazione di Novegro Tregarezzo). E' ubicata in un'area pianeggiante, a quota 110 metri s.l.m., nel settore occidentale del centro abitato della frazione di Novegro Tregarezzo; a circa 3 km SSW dal centro abitato di Segrate.

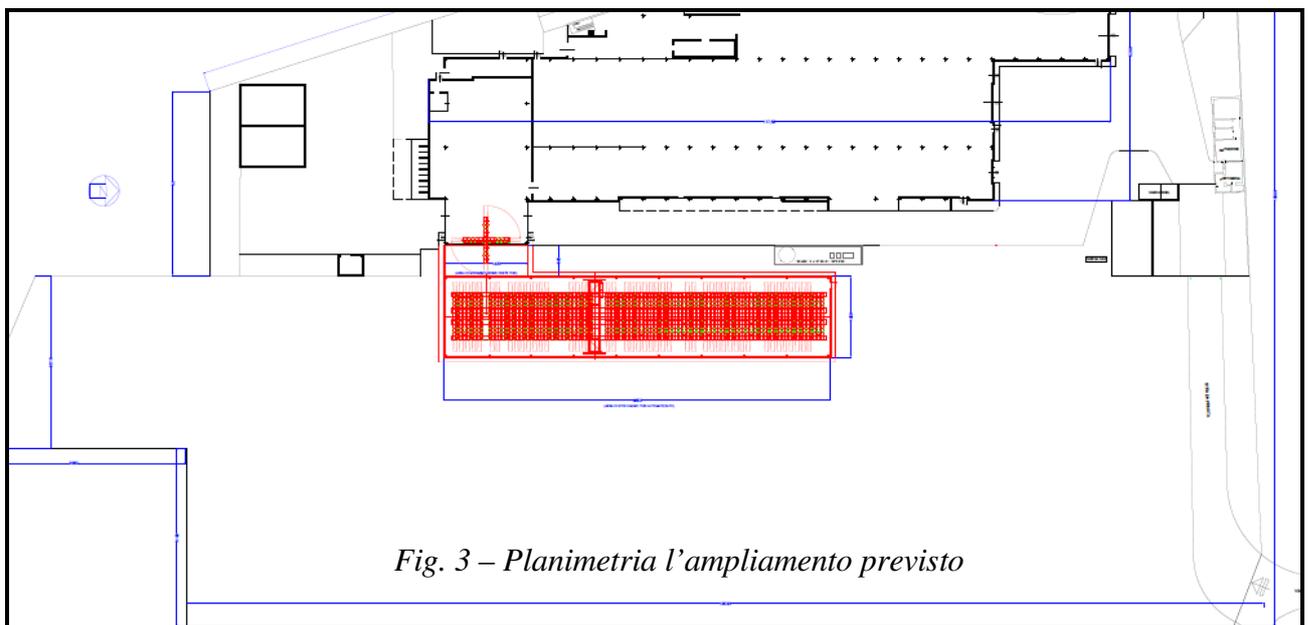
La cartografia base di riferimento è data dalla Sezione B6C3 "Segrate" della Carta Tecnica Regionale alla scala 1:10.000. Nella **Fig. 1** in allegato è riportata l'ubicazione degli impianti su ortofotocarta della Regione Lombardia (2015) alla scala 1:10.000.



Segrate



L'area si trova nella parte ovest di Novregio. Non sono evidenti particolari elementi geomorfologici che contraddistinguono l'area, mentre nella foto aerea riportata (fig. 2), si evidenzia l'ubicazione delle prove geotecniche eseguite, definite in accordo con il progettista sulla base delle caratteristiche locali e della presenza di sottoservizi nella zona di indagine (linea gas, etc), oltre che della presenza di vegetazione. Nella fig.3 è riportata la planimetria di progetto con evidenziato il tipo di intervento previsto nell'area di studio.



Segrate



Foto della prova Scpt1



Foto della prova Cpt1



Foto della prova Scpt2



Foto della prova Scpt3

Si riporta di seguito l'estratto di mappa catastale in cui si evince quale siano i mappali del **Foglio 33** del comune di Segrate interessati dall'intervento.

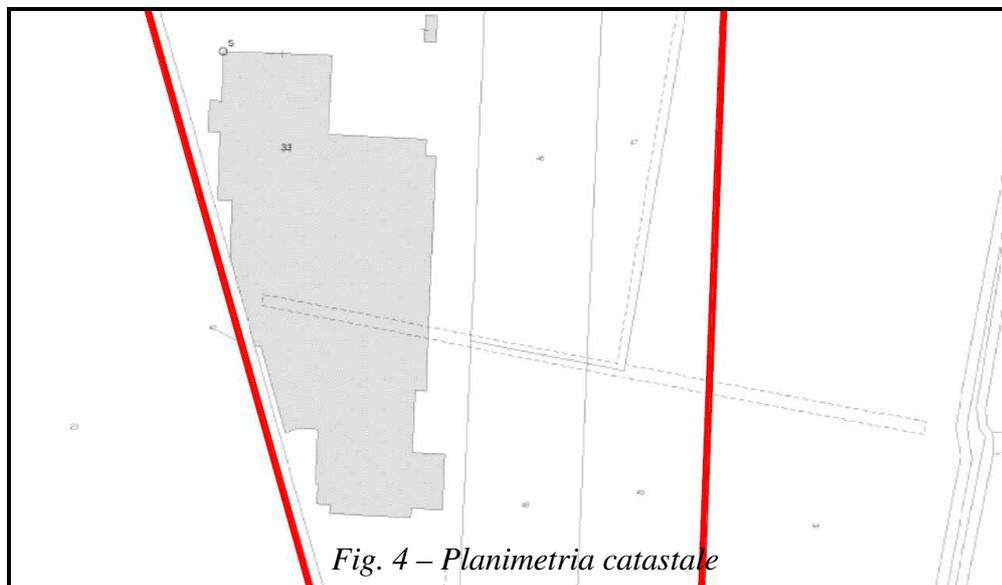


Fig. 4 – Planimetria catastale

5.0 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, IDROGEOLOGICO E VINCOLISTICA

Si riportano di seguito le principali caratteristiche geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche delle aree oggetto di intervento, con l'evidenziazione delle principali criticità e vincoli presenti.

5.1 Geologia e geomorfologia

Morfologicamente il comune si presenta prettamente pianeggiante, con quote altimetriche che appaiono omogenee, variando con un debole gradiente verso Sud. Questa monotonia è interrotta solo dagli alvei dei corsi d'acqua più recenti. I valori della clivometria sono inferiori a 0,1%.

La quota media nella zona d'indagine è di circa 110,00 m. s.l.m. Dal punto di vista dell'interazione con la Pianificazione Territoriale, sostanzialmente si possono evidenziare i seguenti principali processi geomorfologici attivi:

- **forme e processi legati all'azione antropica:** l'azione modellatrice dell'uomo nel tempo è sicuramente una causa di modificazione del paesaggio e delle relative conseguenze sul piano geomorfologico, sia come agente stabilizzante (soprattutto con opere e manufatti di regimazione, con movimenti di terra ai fini agricoli, ecc.) sia come fattore potenzialmente destabilizzante (intagli, accumuli di materiali non stabilizzati, manufatti realizzati in aree o secondo tipologie non idonee, ecc.).
- **forme e processi legati all'alterazione meteorica:** in un contesto così uniforme diventa importante il fattore climatico inteso come il complesso d'eventi a grande scala temporale che hanno influenzato i processi d'alterazione e pedogenizzazione del primo strato di terreno, che risente in modo particolare, oltre che del clima, della composizione granulometrica e mineralogica dei terreni, della presenza d'acque stagnanti, dell'uso prevalente del suolo. In vicinanza dei corsi idrici, si possono rilevare evidenze di un'azione erosiva di fondo e di sponda, per lo più pregressa.

Il contesto di pianura monotona è interrotto dai numerosi canali irrigui dei quali i più importanti derivano dal Naviglio Martesana e presentano direzione generale verso Sud. Il territorio, appartenente alla cintura metropolitana, ha subito un importante sviluppo residenziale ed industriale nell'ultimo trentennio, che ha determinato un contrasto con aree che conservano ancora il carattere agricolo originario.

Ad un esame dettagliato dell'assetto geomorfologico il territorio presenta un andamento relativamente pianeggiante con blando declivio verso Sud e quote comprese tra 124 e 108 m s.l.m.; alcune modeste ondulazioni sono dovute ai processi deposizionali delle grandi conoidi pedemontane. Il drenaggio delle acque di superficie ha creato incisioni ed avvallamenti, che tuttavia risultano poco evidenti o addirittura completamente obliterati dalle trasformazioni antropiche, che rappresentano invece gli elementi morfologici di maggior spicco dell'area (specchi d'acqua delle attività di cava, cigli di scarpata e rilevati stradali).

Segrate

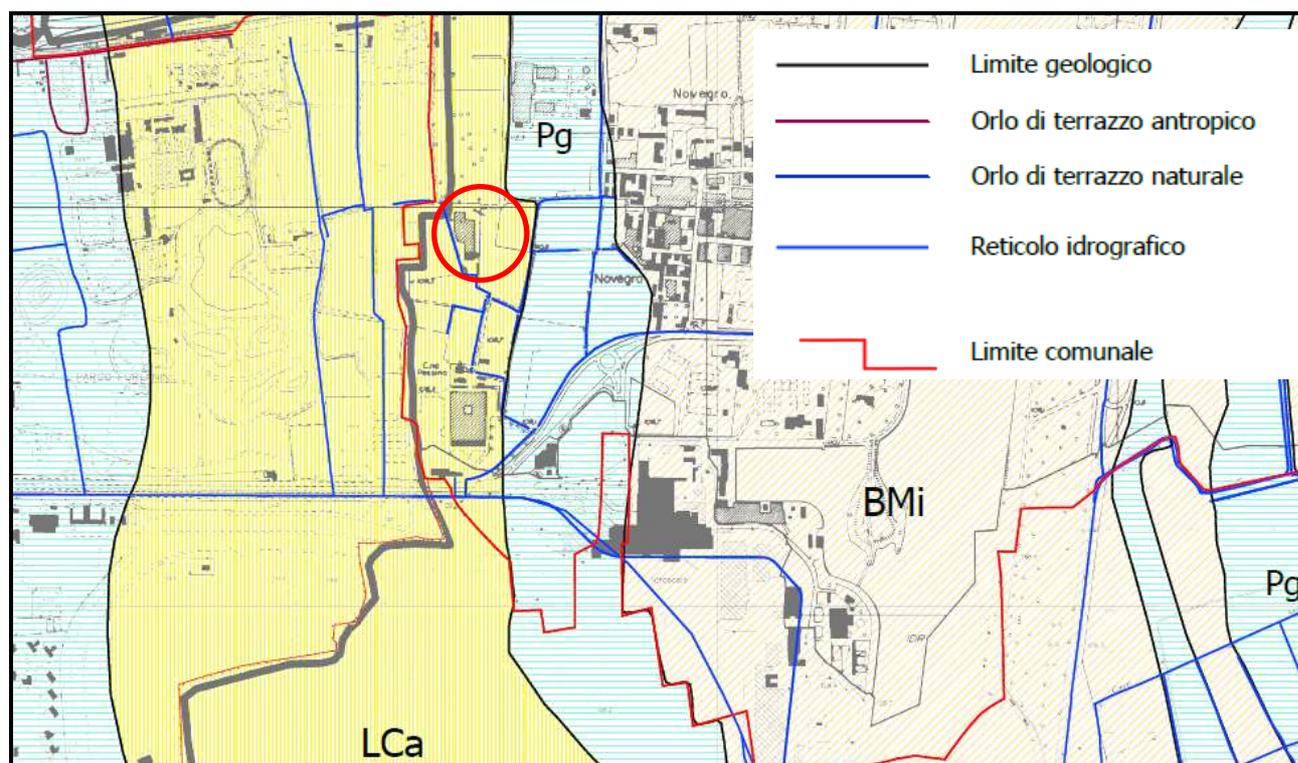


Fig. 5 – Inquadramento geomorfologico e geologico (estratto dal PGT comunale)

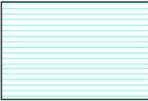
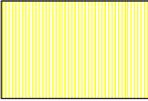
5.2 Geologia

Il territorio è quasi totalmente costituito da sedimenti sciolti di ambiente fluvio-glaciale e fluviale, che tra il Pleistocene medio e l'inizio dell'Olocene. Lo spessore della coltre alluvionale è variabile, raggiungendo anche spessori di centinaia di metri. L'ultimo periodo di intenso colmamento della pianura è avvenuto tra la fine Pleistocene e l'inizio dell'Olocene, per l'azione combinata di ghiacciai e corsi d'acqua: questo deposito costituisce il "livello fondamentale della pianura". Schematizzando si può definire che la granulometria tende a diminuire da Nord verso Sud.

Il mutare delle condizioni ambientali fece in modo che da una fase di deposito si passasse ad una fase temporanea erosiva, per cui i corsi d'acqua hanno cominciato a incidere e rimodellare le ampie alluvioni presenti.

La maggior parte del comune, compresa l'area di nostro interesse, ricade nel ambito del *Livello Fondamentale della Pianura "Fluvio-glaciale Wurmiano"*, cioè depositi prevalentemente sabbiosi-ghiaiosi della media e alta pianura (vedi fig. 5).

Nel dettaglio ricade nell'unità definita come **Sintema di Cantù**, le cui caratteristiche sono riportate nella legenda a fianco, a cui si può aggiungere che i depositi fluvioglaciali sono costituiti da ghiaie a supporto di clasti con matrice sabbiosa o

UNITA' GEOLOGICHE	
	<p>SINTEMA DEL PO - UNITA' POSTGLACIALE (Pleistocene sup. - Olocene) Ghiaie a supporto clastico e di matrice sabbioso limosa, sabbie ghiaiose, sabbie e limi, alternanze di ghiaie e sedimenti sabbiosi/limosi (depositi fluviali). Superficie limite superiore con profili di alterazione da poco a moderatamente evoluti; colori 10YR-2.5Y</p>
	<p>SINTEMA DI CANTU' (Pleistocene sup.) ghiaie a matrice sabbiosa, con intercalazioni di sabbie (depositi fluvioglaciali); sabbie, sabbie limose, limi e limi sabbiosi sommitali o intercalati (depositi fluvioglaciali a bassa energia). Superficie limite superiore con profili di alterazione di circa 1 m, da moderatamente evoluti a evoluti; colore 10YR e 2.5Y per deboli fenomeni di idromorfia.</p>
	<p>SUPERSINTEMA DI BESNATE - UNITA' DI MINOPRIO (Pleistocene medio-sup.) Ghiaie a matrice sabbiosa o sabbioso limosa (depositi fluvioglaciali); sabbie ghiaiose, sabbie e sabbie limose (depositi di esondazione). Superficie limite superiore con profilo di alterazione < 2 m; colore 7,5YR. Privo di evidente copertura loessico-colluviale.</p>

Segrate

sabbioso limosa, con frequenti intercalazioni di sedimenti fini sabbiosi di spessore anche metrico. I clasti sono poligenici, arrotondati/subarrotondati, in prevalenza centimetrici. Poco distante ad est, si osserva il passaggio verso il SINTEMA DEL PO, in cui prevale la componente ghiaiosa, alternata con livelli sabbiosi-limosi.

5.3 Considerazioni idrogeologiche e idrografia superficiale

Per facilitare il drenaggio e lo smaltimento delle acque, resa difficoltosa dall'uniformità del piano campagna, la rete idrografica é rappresentata dunque da canali artificiali, spesso orientati ortogonalmente fra di loro, che convergono entro fossi maggiori, creati con lo scopo di regolare e facilitare lo scorrimento superficiale dell'acqua. La continua urbanizzazione tende a cancellare velocemente tutte quelle reti di drenaggio superficiali (fossi, canali, rii), quindi l'originaria idrografia di superficie tende a scomparire o ad essere oggetto di continue variazioni. Il sottosuolo del Comune è costituito da depositi di granulometria sabbiosa-ghiaiosa e sabbiosa-limosa con elevata permeabilità che ospitano un sistema di falde intercomunicanti, per la limitata continuità dei banchi impermeabili. Dalla configurazione stratigrafica del sottosuolo si possono osservare sottunità grossolane, incoerenti, sovrapposte a litologie fini.

In fase di realizzazione dei sondaggi non si è riuscito a misurare il livello piezometrico con l'ausilio di freatimetro direttamente nel foro di sondaggio in quanto il foro si è chiuso all'estrazione dell'asta. Nella *figura 6* è riportata una carta delle curve isopiezometriche medie, in cui si evince che l'area di studio è circa individuata nella zona prossima alla **curva 105,00 m s.l.m.**, per cui con una falda avente soggiacenza media di circa 5,00 m. Nel PGT comunale l'area è inserita nel territorio comunale caratterizzato da una soggiacenza inferiore ai **5,00 m** dal p.c.

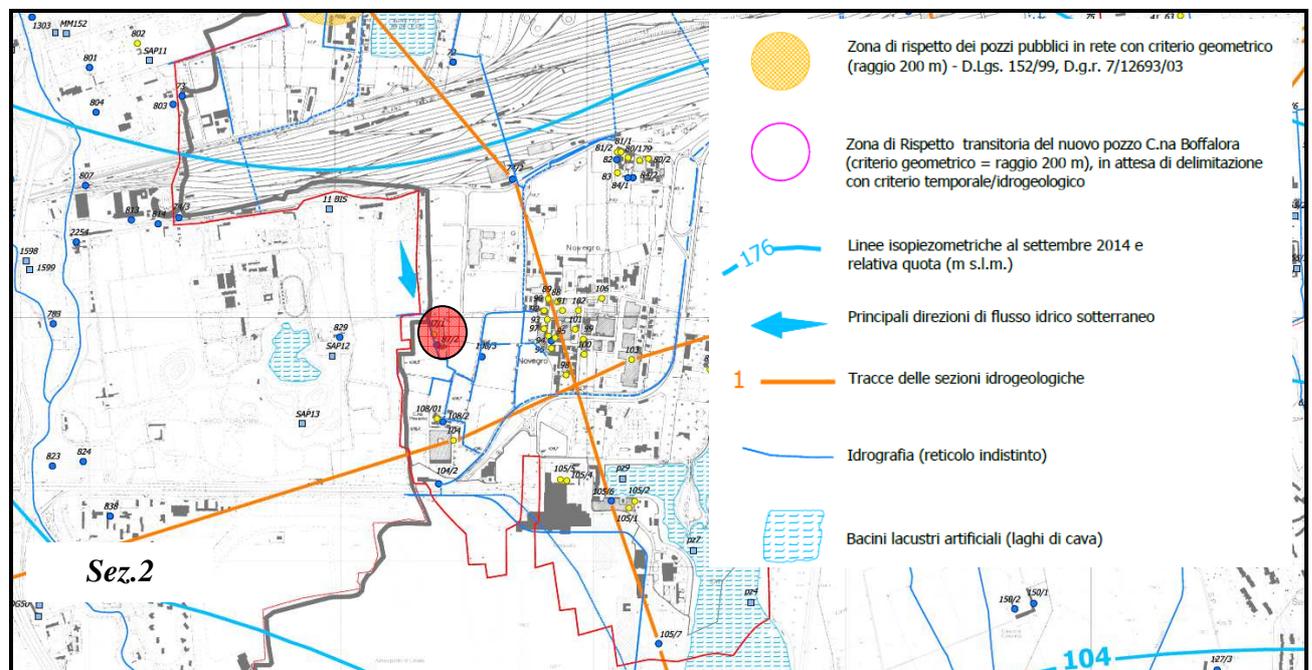


Fig. 7 – Inquadramento idro-geologico (estratto dal PGT comunale)

Segrate

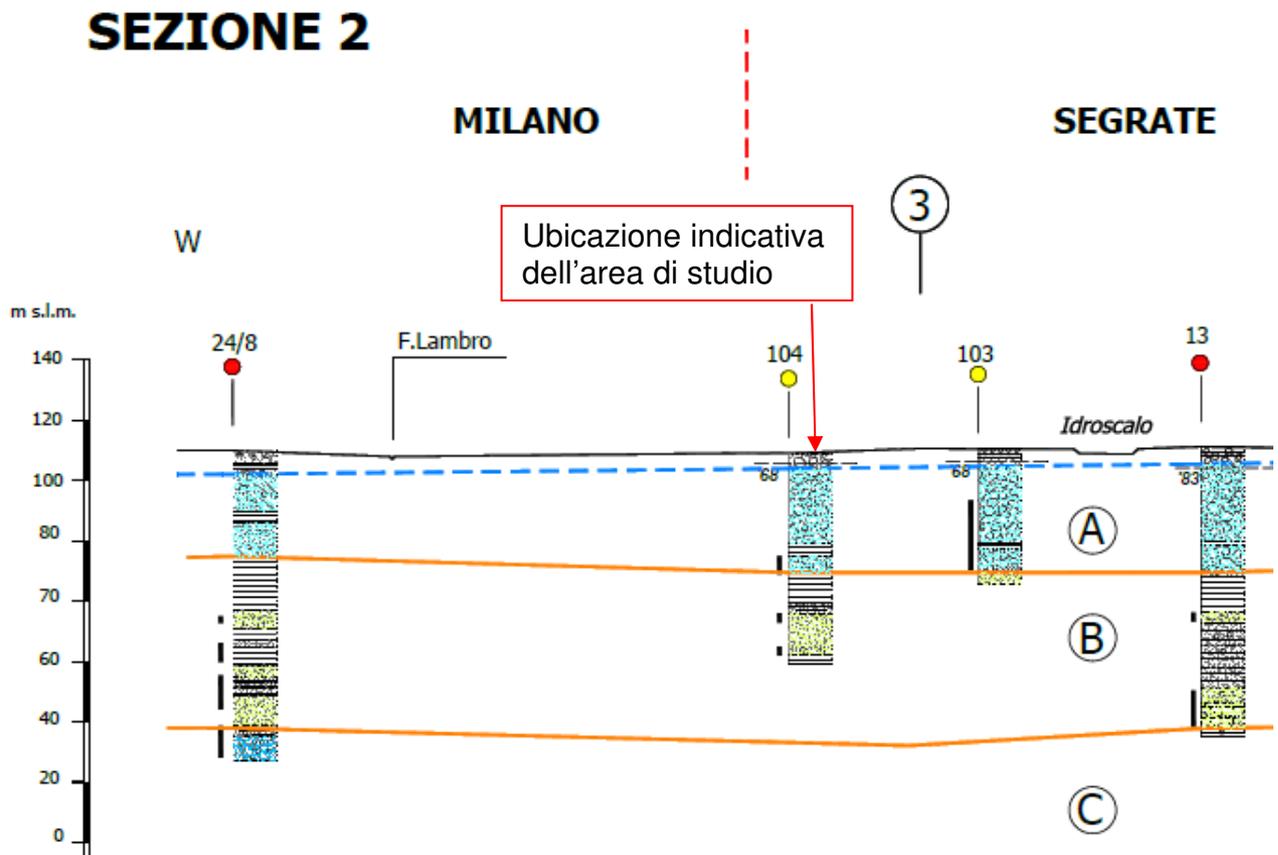


Fig. 7a – Sezione 2 di riferimento

Nella **sezione 2** riportata nella *fig. 7a* si evidenzia quale sia la stratigrafia tipo nella zona di studio, evidenziando la presenza di un livello sabbioso-ghiaioso per più di 20 m di spessore, seguito da un livello argilloso e poi da livelli più fini incoerenti. Per avere informazioni più precise sulle reali oscillazioni della falda sarebbe necessario uno studio sviluppato lungo un maggior arco temporale.

In riferimento alle caratteristiche litologiche e di permeabilità del non saturo relativamente, per i depositi fluvioglaciali/fluviali appartenenti al **Sintema di Cantù e all'Unità Postglaciale** (depressioni minori) con copertura superficiale di spessore ridotto o assente è stato assegnato grado di vulnerabilità elevato. La **soggiacenza della falda libera** evidenzia valori di soggiacenza sempre inferiori a 30 m, ma in dettaglio nella nostra zona appaiono **comunque inferiori ai 5,00 m dal p.c.**

La vulnerabilità dell'acquifero appare in genere ELEVATA in relazione all'area di affioramento del Sintema di Cantù – piana fluvioglaciale (settore ovest), area di affioramento dell'Unità Postglaciale (depressioni minori): acquifero di tipo libero in materiale alluvionale con copertura superficiale assente o di ridotto spessore (circa 1 m) in corrispondenza di depositi fluvioglaciali relativi al Sintema di Cantù e fluviali relativi all'Unità Postglaciale (depressioni minori) da poco alterati a mediamente alterati. Soggiacenza compresa tra 4 e 10 m rispetto al p.c.

Segrate

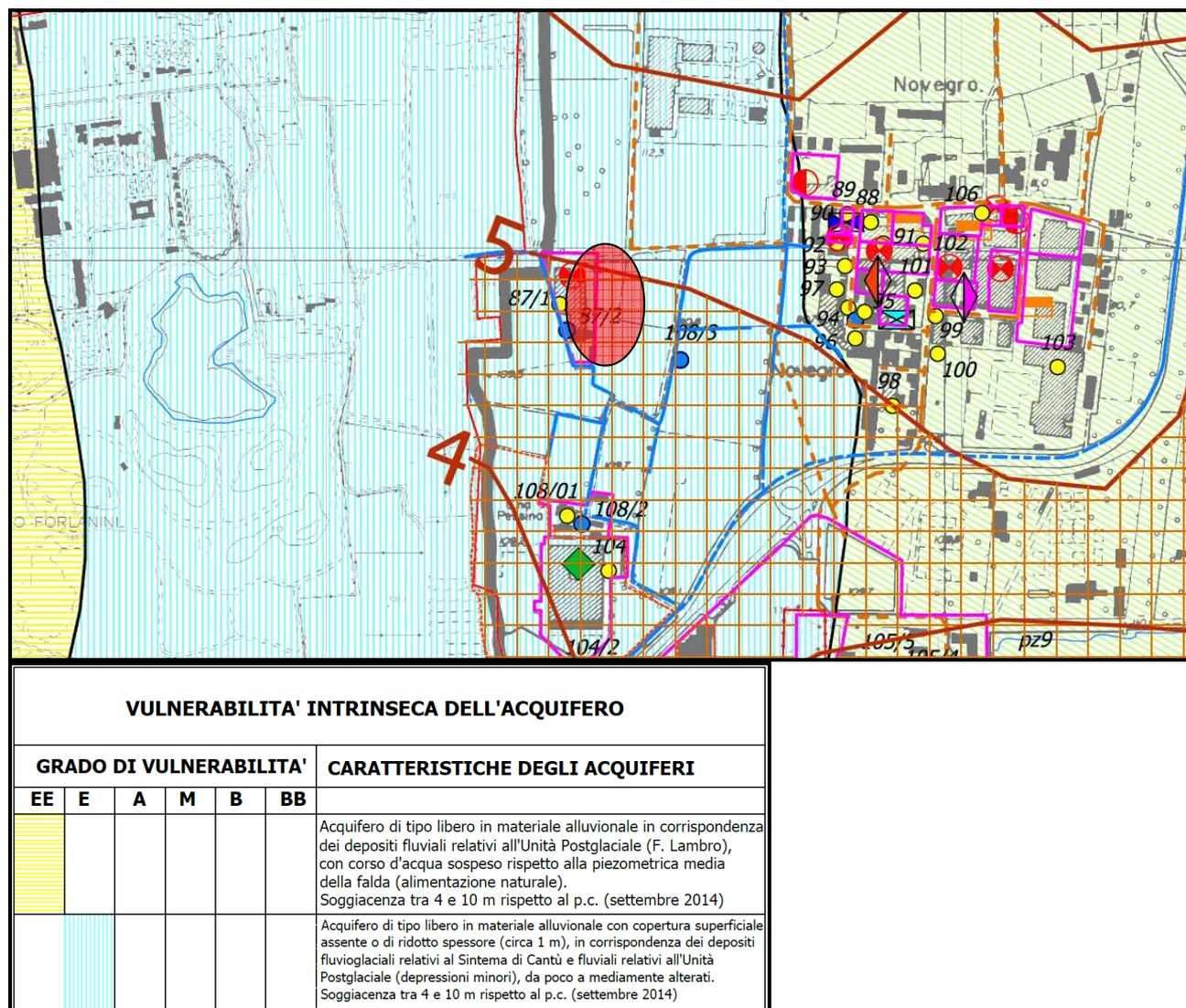


Fig. 8 – Vulnerabilità dell'acquifero (estratto dal PGT comunale)

5.4 Considerazioni geologico-tecniche

Nella **fig. 9** è riportato un estratto del PGT in cui sulla base dei risultati delle indagini eseguite e utilizzate per il PGT le tre unità geologiche affioranti nel territorio comunale di Segrate sono state raggruppate, dal punto di vista geotecnico, in un'unica area omogenea, in ragione della sostanziale omogeneità dei parametri geotecnici. Il modello geotecnico ottenuto per la suddetta area omogenea, in cui i valori riportati rappresentano rispettivamente il valore caratteristico (5° percentile) e la media della distribuzione statistica; per i parametri che mostrano distribuzioni dipendenti dalla profondità si indicano le leggi di variazione della media in funzione della profondità z [m].

L'area ricade nel Sintema di Cantù (LCa), caratterizzata da ghiaie prevalente con matrice sabbiosa e intercalazioni sabbiose e sabbiosa-limose, in particolare terreni granulari da mediamente addensati ad addensati, caratterizzati da buone caratteristiche geotecniche a partire dai 3,00 m dal p.c. Sono possibili livelli sabbiosi-limosi mediamente addensati dalle discrete caratteristiche geotecniche. Sono individuati due Unità tipo, una che si approfondisce fino a circa 3-3,50 m dal p.c., caratterizzata da sabbie ghiaiose o debolmente limose, e l'altra oltre tale profondità in cui

Segrate

prevale la frazione ghiaiosa. Tale configurazione appare simile alle risultanze individuata in fase di indagine, che però indicano (in particolare nella prova Scpt2) dei valori di numero di colpi anche inferiori ai 4 colpi minimi indicati come riferimento.

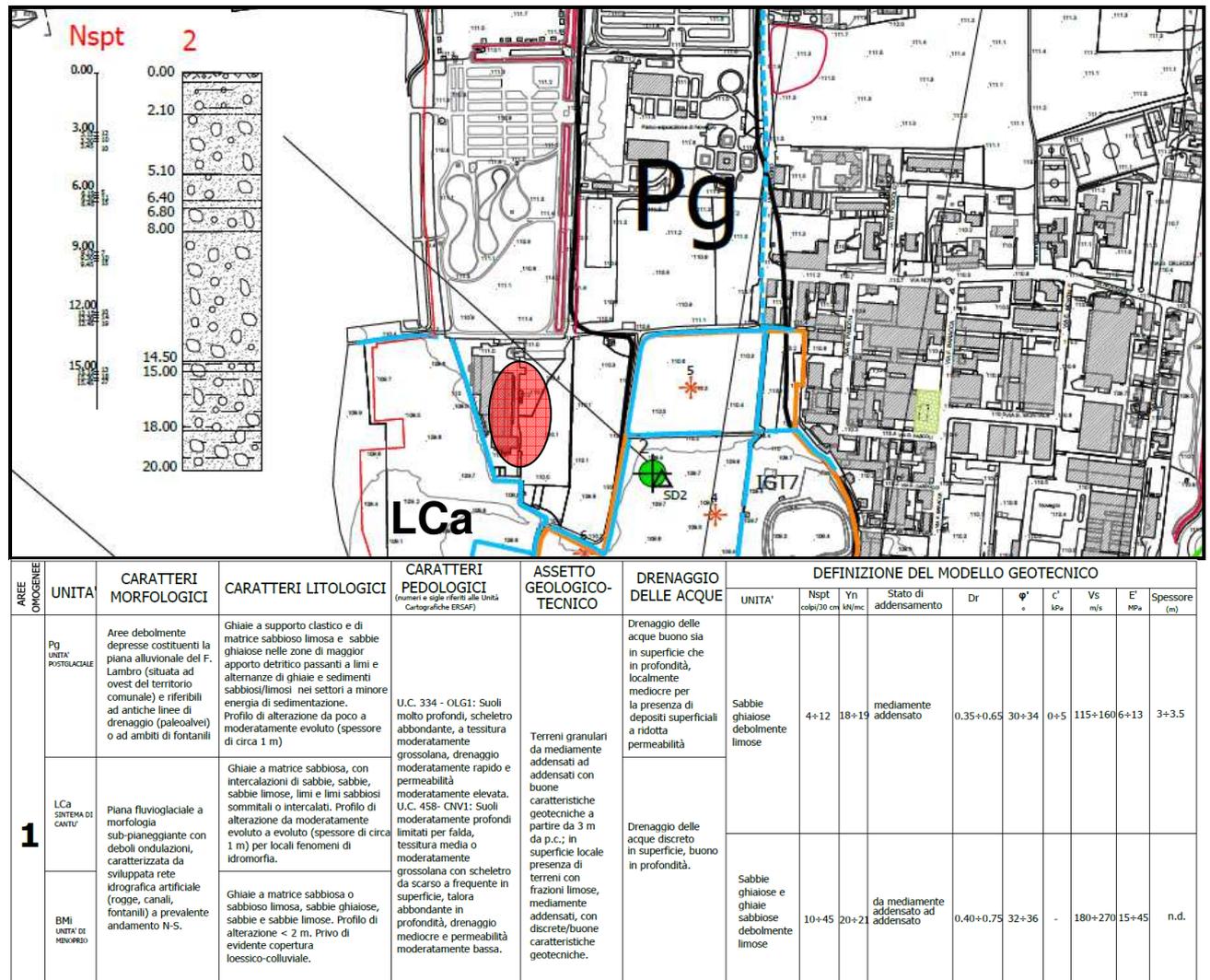


Fig. 9 – Caratteristiche geologico-tecniche (estratto dal PGT comunale)

5.5 Vincoli e sintesi

Nella carta dei vincoli, ovviamente, si evidenziano i limiti connessi alla presenza del sistema idrografico che scorre nelle vicinanze della costruzione (fig. 10). Oltre a quanto sopra evidenziato non si osservano altre emergenze particolari, se non quelle connesse a piccole variazioni altimetriche, spesso causate da azioni antropiche piuttosto che da altre problematiche.

Segrate

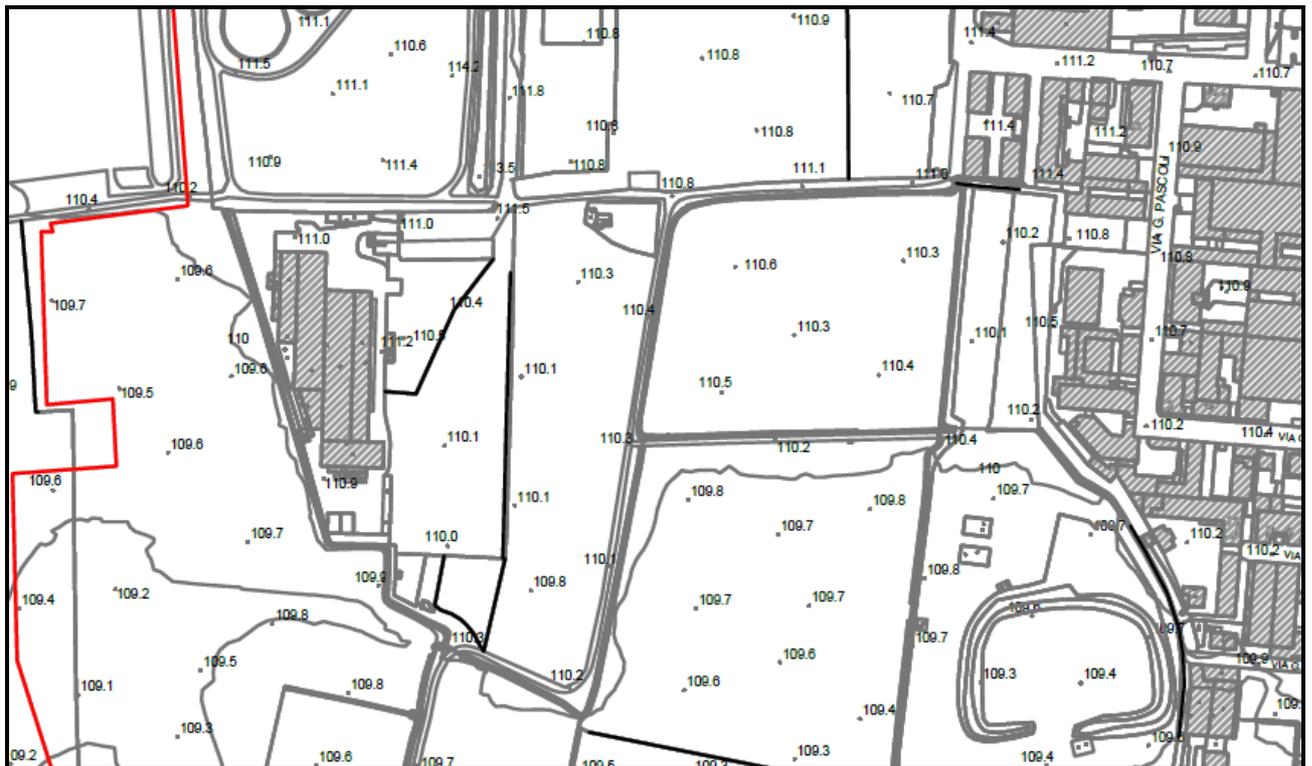
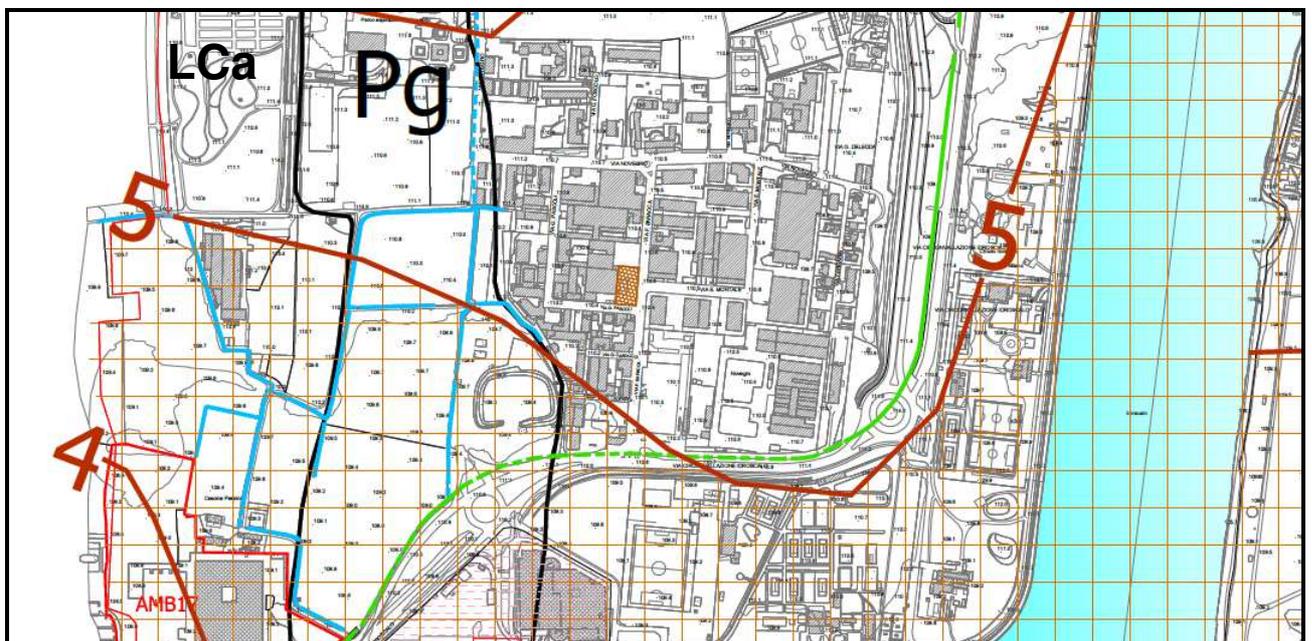


Fig. 10 – Carta dei vincoli



5 — Soggiacenza della superficie piezometrica espressa in metri da piano campagna

Area a bassa soggiacenza della superficie piezometrica (<5 m da p.c.)

AREE/ELEMENTI VULNERABILI DA PUNTO DI VISTA IDRAULICO

- | FONTANILI | | CANALI | |
|-----------|--|--------|-----------------|
| | Tratti attivi per alimentazione da rogge | | Tratti attivi |
| | Tratti inattivi | | Tratti intubati |
| | Tratti intubati | | |

Segrate

AREE GEOLOGICO-TECNICHE	UNITA'	CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE / LITOTECNICHE	VULNERABILITA' DELL'ACQUIFERO	PROBLEMATICHE E PECULIARITA'
1	Pg	Aree pianeggianti o debolmente depresse costituite da ghiaie a supporto clastico e/o di matrice sabbioso limosa sino a sabbie fini limose e limi.	Vulnerabilità di grado da estremamente elevato a elevato	Area con terreni granulari con buone caratteristiche portanti a partire da 3 m da p.c.. Sviluppato reticolo idrografico artificiale e naturaliforme. Problematiche di rischio idraulico del F. Lambro nelle porzioni nord e centro occidentali. Drenaggio delle acque nel primo sottosuolo localmente mediocre per la presenza di terreni fini superficiali. Possibile interazione degli scavi con la superficie piezometrica. Presenza di aree da sottoporre a verifiche di carattere geotecnico e ambientale (ambiti estrattivi pregressi, aree condizionate da attività antropiche attuali e pregresse, ambiti di bonifica) per il quale possono sussistere problematiche di degrado morfologico, di presenza di terreni di riporto con caratteristiche geotecniche diverse da quelle naturali, di rischio potenziale di contaminazione dei terreni e dell'acquifero.
	LCa	Aree pianeggianti costituite da ghiaie a matrice sabbiosa, con intercalazioni di sabbie, sabbie, sabbie limose, limi e limi sabbiosi sommitali o intercalati.	Vulnerabilità di grado elevato.	
	BMi	Aree pianeggianti costituite da ghiaie a matrice sabbiosa o sabbioso limosa, sabbie ghiaiose, sabbie e sabbie limose.	Vulnerabilità di grado alto	

Fig. 11 – Carta di sintesi

Nella carta di sintesi si evidenzia, prevalenti terreni sabbiosi limosi, limosi-argillosi (con spessori di circa 3-4 m) con acquifero libero o semilibero in condizioni di alta vulnerabilità, ed una falda variabile dai 2 ai 5 m dal p.c. con particolari criticità connesse in particolare alla presenza di terreni granulari che garantiscono buona portanza oltre i 3,00 m dal p.c. Tale fatto è evidenziato anche nelle indagini in cui si osserva un numero di colpi basso fino a circa 3,50 m dal p.c.

Nella carta di fattibilità di piano del PGT si applicano le limitazioni sulle costruzioni in progetto ricadenti nella **Classe 3LCa – Sintema di Cantù** (fattibilità con consistenti limitazioni) le cui principali caratteristiche sono:

Aree pianeggianti, litologicamente costituiti da ghiaie a matrice sabbiosa, con intercalazioni di sabbie, sabbie, sabbie limose, limi e limi sabbiosi sommitali o intercalati. Terreni granulari con buone caratteristiche portanti a partire da 3 m da p.c..

Soggiacenza < 5 m da p.c. per cui possibile interazione degli scavi con la superficie piezometrica. Nel PGT il parere sulla edificabilità è favorevole con modeste limitazioni connesse alla verifica puntuale delle caratteristiche portanti e di drenaggio dei terreni superficiali, alla salvaguardia dell'acquifero libero e all'assetto idrogeologico locale. Sono ammesse tutte le categorie di opere edificatorie ed infrastrutturali. Nel PGT si evidenzia come relativamente agli ambiti produttivi (opere tipo 4) la realizzazione dei vani interrati o seminterrati è condizionata dalla bassa soggiacenza dell'acquifero (< 5m); si vieta pertanto in tali aree la realizzazione di vani interrati adibiti ad uso produttivo o con utilizzo di sostanze pericolose/insalubri, mentre si sconsiglia la realizzazione di vani adibiti a stoccaggio di sostanze pericolose. Potranno invece essere realizzati vani interrati compatibilmente con le situazioni idrogeologiche locali, ospitanti magazzini e/o depositi di sostanze non pericolose, parcheggi sotterranei, uffici dotati di collettamento delle acque di scarico con rilancio alla fognatura.

Nel PGT si richiedono indagini di approfondimento preventive alla progettazione per la verifica idrogeologica e litotecnica dei terreni e l'esecuzione di prove geotecniche per la determinazione della capacità portante, da effettuare preventivamente alla progettazione esecutiva per tutte le opere edificatorie (IGT). Nel caso di opere che prevedano scavi e sbancamenti, dovrà essere valutata la stabilità dei versanti di scavo (SV) al fine di prevedere le opportune opere di protezione durante i lavori di cantiere. Per tutte le opere edificatorie che prevedano la realizzazione di piani interrati, dovrà essere valutata tramite monitoraggio piezometrico (MP) e studio storico dell'escursione di falda, la possibile interazione delle acque di falda con l'opera stessa, nonché la conseguente compatibilità degli interventi con la circolazione idrica.

Segrate

La modifica di destinazione d'uso di aree produttive necessita la verifica dello stato di salubrità dei suoli ai sensi del Regolamento Locale d'Igiene Pubblica (ISS) e/o dei casi contemplati nel D. Lgs. 152/06. Qualora venga rilevato uno stato di contaminazione dei terreni mediante un'indagine ambientale preliminare, dovranno avviarsi le procedure previste dal D.Lgs 152/06 "Norme in materia ambientale" (Piano di Caratterizzazione/PCA con analisi di rischio, Progetto Operativo degli interventi di Bonifica/POB). Le suddette indagini dovranno essere commisurate al tipo di intervento da realizzare ed alle problematiche progettuali proprie di ciascuna opera.

Per ogni tipo di opera gli interventi da prevedere saranno rivolti alla regimazione idraulica e alla predisposizione di accorgimenti per lo smaltimento delle acque meteoriche (RE) e quelle di primo sottosuolo. Quale norma generale a salvaguardia della falda idrica sotterranea è necessario inoltre che per ogni nuovo intervento edificatorio, già in fase progettuale, sia previsto ed effettivamente realizzabile il collettamento degli scarichi fognari in fognatura e delle acque non smaltibili in loco (CO). Per gli ambiti produttivi soggetti a cambio di destinazione d'uso, dovranno essere previsti interventi di bonifica (BO) qualora venga accertato uno stato di contaminazione dei suoli e delle acque ai sensi del D.Lgs 152/06. Si rimanda comunque al PGT per le valutazioni specifiche relative alle parti che esulano dal presente studio.

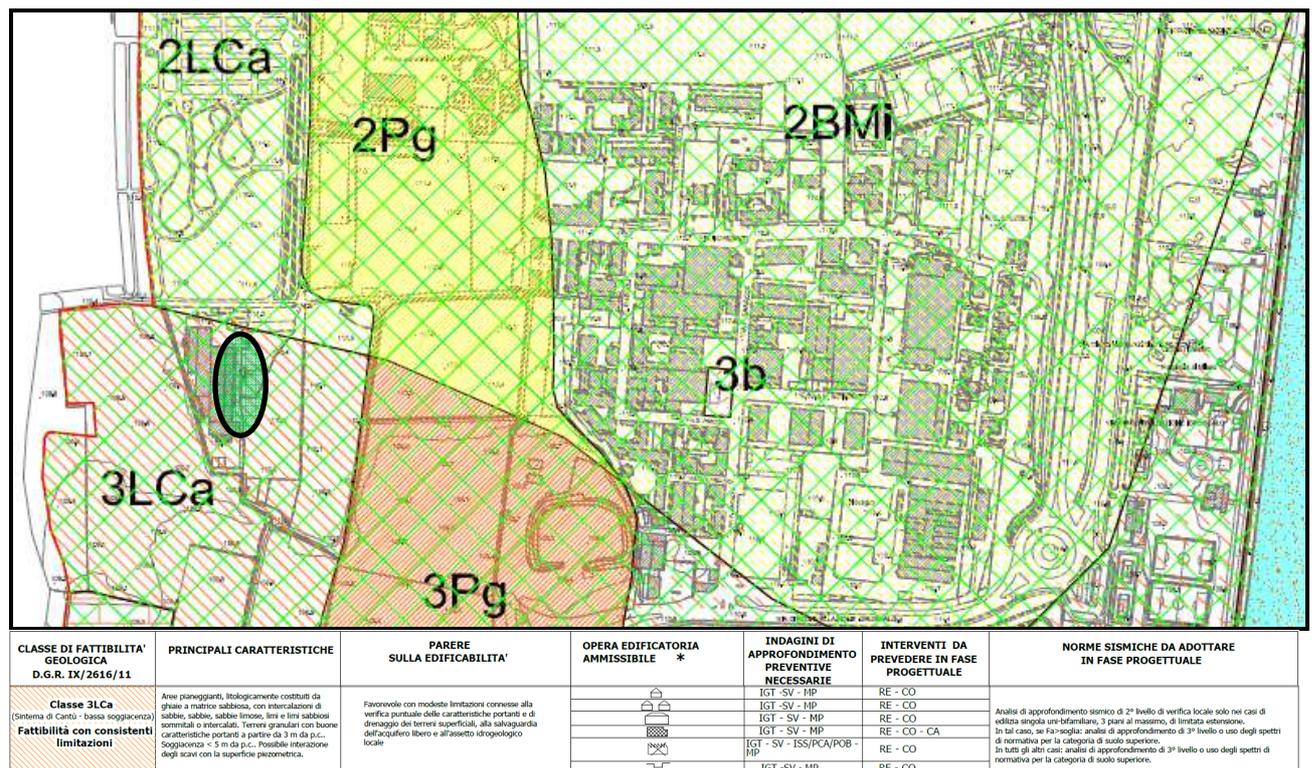


Fig. 12 – Carta di fattibilità geologica

6.0 ASPETTI SISMICI

Su incarico della società TRAFILTUBI Srl (via A. Corelli, 180 – Novegro di Segrate), è stata eseguita un'indagine geofisica nell'ambito del Progetto di Realizzazione di un nuovo capannone ad uso magazzino a servizio dell'attività presso Via A. Corelli – frazione di Novegro, nel Comune di Segrate (MI). Lo studio si articola attraverso lo sviluppo dei seguenti punti: È stato redatto uno studio articolato attraverso lo sviluppo dei seguenti punti:

Segrate

- a. Inquadramento territoriale e sismico.
- b. Analisi della Risposta Sismica Locale (RSL); a tal fine, è stata eseguita, in data 16 aprile 2019, nr. 1 analisi dei microtremori (ReMi). L'indagine è finalizzata al calcolo delle Vseq (valore medio delle velocità di taglio) e alla definizione del suolo di fondazione sulla base della nuova classificazione sismica del territorio nazionale e del Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 (pubblicato sul Suppl. Ordinario nr. 8 della Gazzetta Ufficiale – Serie Generale nr. 42 del 20 febbraio 2018 – Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”).

NOTA: Il presente studio è stato anche inquadrato nell'ambito delle procedure proposte dalla Regione Lombardia e contenute nell'Allegato 5 alla DGR n. 1566/05 e aggiornate con il DGR n. 7374/08, che fornisce gli indirizzi e i criteri attuativi per l'analisi e la valutazione degli effetti sismici di sito per la definizione dell'aspetto sismico.

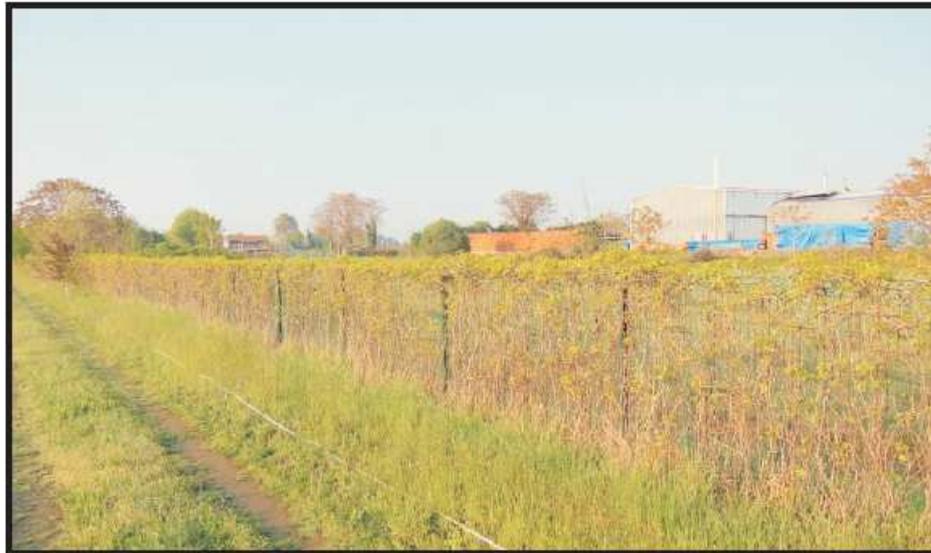


Fig. 13 - Area e ubicazione stendimento



Fotografia n.1 – Panoramica dello stendimento sismico

Segrate



Fotografia n.2 – Panoramica area da NNE a SSW



Fotografia n.3 – dettaglio strumentazione e geofoni

6.1 Sismicità di base

Le informazioni relative alla sismicità storica del Comune di Segrate (MI), sono state desunte dal Catalogo Parametrico dei Terremoti italiani, redatto grazie all'INGV dal Gruppo di lavoro CPTI nel 2015 (**CPTI-15**), che elenca tutti i terremoti avvenuti dal 1000 al 2014. La versione del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani CPTI15 rappresenta una significativa evoluzione rispetto alle versioni precedenti, che sono quindi da considerare del tutto superate. Anche se i criteri generali di compilazione e la struttura sono gli stessi della precedente versione CPTI11, il contenuto del catalogo è stato ampiamente rivisto per quanto concerne:

- la copertura temporale, estesa dal 2006 a tutto il 2014
- il database macrosismico di riferimento (DBMI15; Locati et al., 2016), significativamente aggiornato

Segrate

- i dati strumentali considerati, nuovi e/o aggiornati
- le soglie di ingresso dei terremoti, abbassate a intensità massima 5 o magnitudo 4.0 (invece di 5-6 e 4.5 rispettivamente)
- la determinazione dei parametri macrosismici, basata su una nuova calibrazione dell'algoritmo Boxer
- le magnitudo strumentali, che comprendono un nuovo set di dati e nuove relazioni di conversione.

I terremoti più prossimi all'area di Novegro (comune di Segrate), estratti da questo catalogo, sono elencati nella Tabella 1 in ordine decrescente di Magnitudo (MwM) con epicentro a distanza inferiore ai 40 km dall'area oggetto di studio (Lat. 45.467254, Long. 9.274189) e indicati nella mappa riportata in **Figura 14**.

La sismicità è classificabile come bassa e la dimostrazione ci viene fornita dalle osservazioni storiche, dove gli unici eventi di rilievo di Magnitudo superiore a 5 ubicati nelle vicinanze di Segrate sono i primi 3 elencati in Tabella 1; peraltro i valori di Magnitudo non raggiungono mai valori superiori a 5,33.

Year	Epicentral	Lat	Lon	Io	Mw	I _{max}
1396	Monza	45,584	9,274	7-8	5,33	7-8
1786	Pianura lombarda	45,267	9,550	6-7	5,22	7-8
1951	Lodigiano	45,226	9,620	6-7	5,17	6-7
1781	Pianura lombarda	45,501	9,589	6-7	4,93	6-7
1642	Pianura lombarda	45,437	9,667	6	4,92	6-7
1593	Bergamo	45,694	9,671	6-7	4,86	6-7
1606	Bergamo	45,694	9,671	6-7	4,86	6-7
1979	Bergamasco	45,637	9,555	6	4,78	6
1884	Pianura lombarda	45,547	9,770	6	4,70	6
1918	Pianura lombarda	45,455	8,842	4	4,62	4-5
1304	Pianura lombarda	45,352	8,954	5-6	4,40	5-6
1576	Bergamo	45,694	9,671	5-6	4,40	5-6
1312	Pianura lombarda	45,352	8,954	5	4,16	5
1771	Pianura lombarda	45,606	9,722	5	4,16	5
1826	Pavia	45,185	9,155	5	4,16	5
1473	Milanese	45,464	9,191	4	3,70	5

Tabella 1: Sismicità storica nell'area di studio.

Segrate

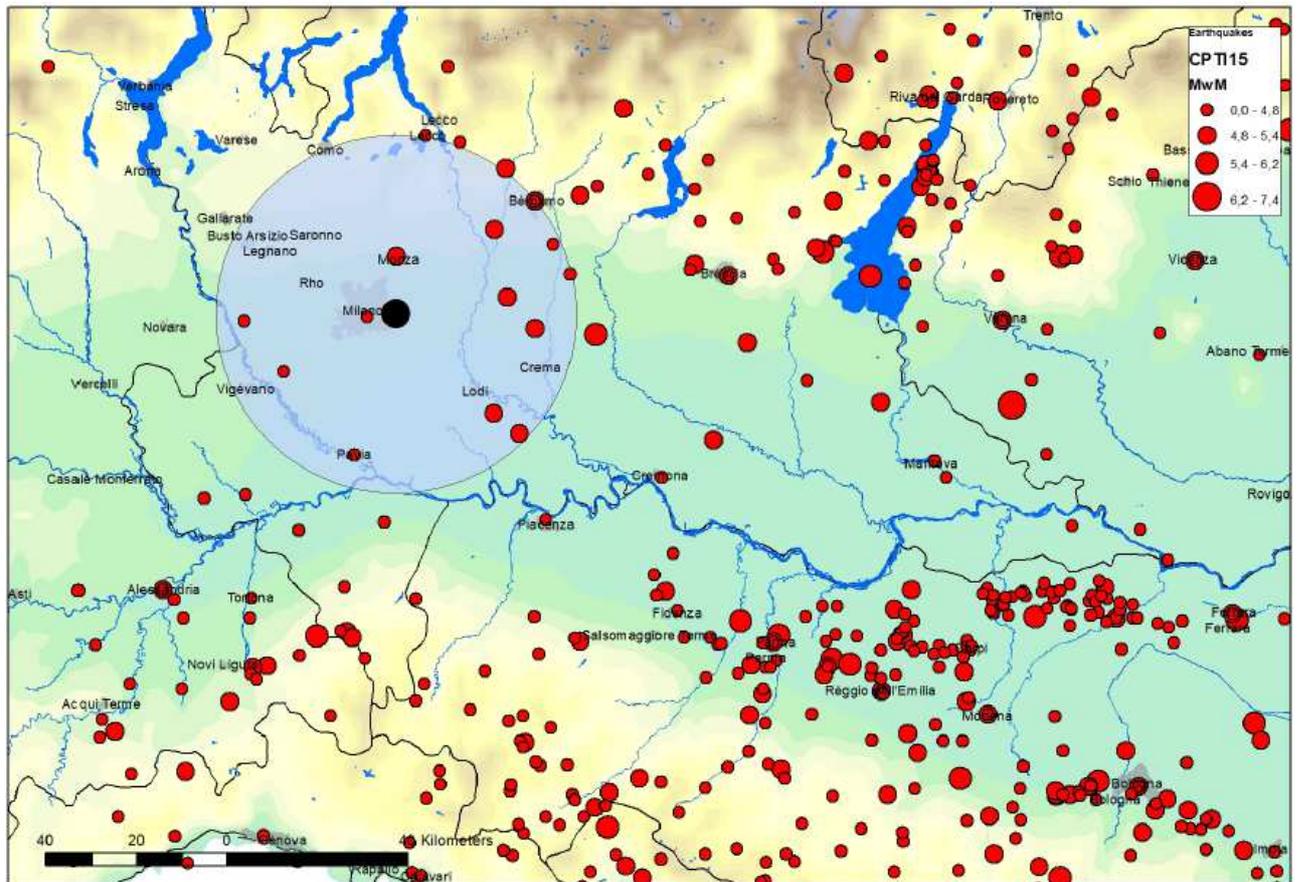
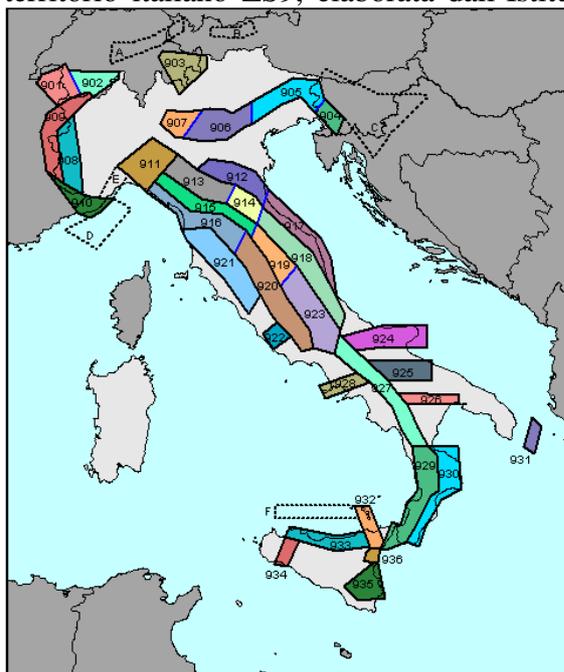


Figura 14: Distribuzione degli eventi sismici estratta dal catalogo parametrico dei terremoti italiani del 2015 (CPTI 15) che mostra gli epicentri dei terremoti più significativi avvenuti nell'area interessata e zone limitrofe.

6.2 Zonazione sismogenetica

L'inquadramento macrosismico di riferimento si basa sulla zonazione sismogenetica del territorio italiano ZS9, elaborata dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). La



zonazione, effettuata con lo scopo di creare una base per la stima della pericolosità sismica (hazard) del territorio nazionale, si fonda su un modello sismo-tettonico riferibile alla correlazione dei seguenti elementi:

1. Il modello strutturale 3D della penisola italiana e dei mari adiacenti;
2. la distribuzione spaziale dei terremoti storici e attuali per le diverse classi di magnitudo;
3. il modello cinematico dell'area mediterranea centrale, riferito agli ultimi 6 milioni di anni.

Figura 15: Zonazione sismogenetica ZS9 (INGV).

Segrate

Per zone sorgente, o sismogenetiche, si intendono quelle aree che si possono considerare omogenee dal punto di vista geologico-strutturale e soprattutto cinematico. Il nuovo modello sismogenetico usato in Italia, introdotto appositamente per la redazione della mappa di pericolosità 2004, è la cosiddetta zonazione ZS9 per la quale il territorio italiano è stato suddiviso in 36 diverse zone, numerate da 901 a 936, più altre 6 zone, identificate con le lettere da “A” a “F” fuori dal territorio nazionale (A-C) o ritenute di scarsa influenza (D-F) (**Figura 15**).

Per ogni zona sismogenetica è stata effettuata una stima della profondità media dei terremoti e del meccanismo di fagliazione prevalente. Si è valutato, inoltre, il grado di incertezza nella definizione dei limiti delle zone. L'area di studio ricade al di fuori delle zone sismogenetiche sopra descritte (**Figura 16**).

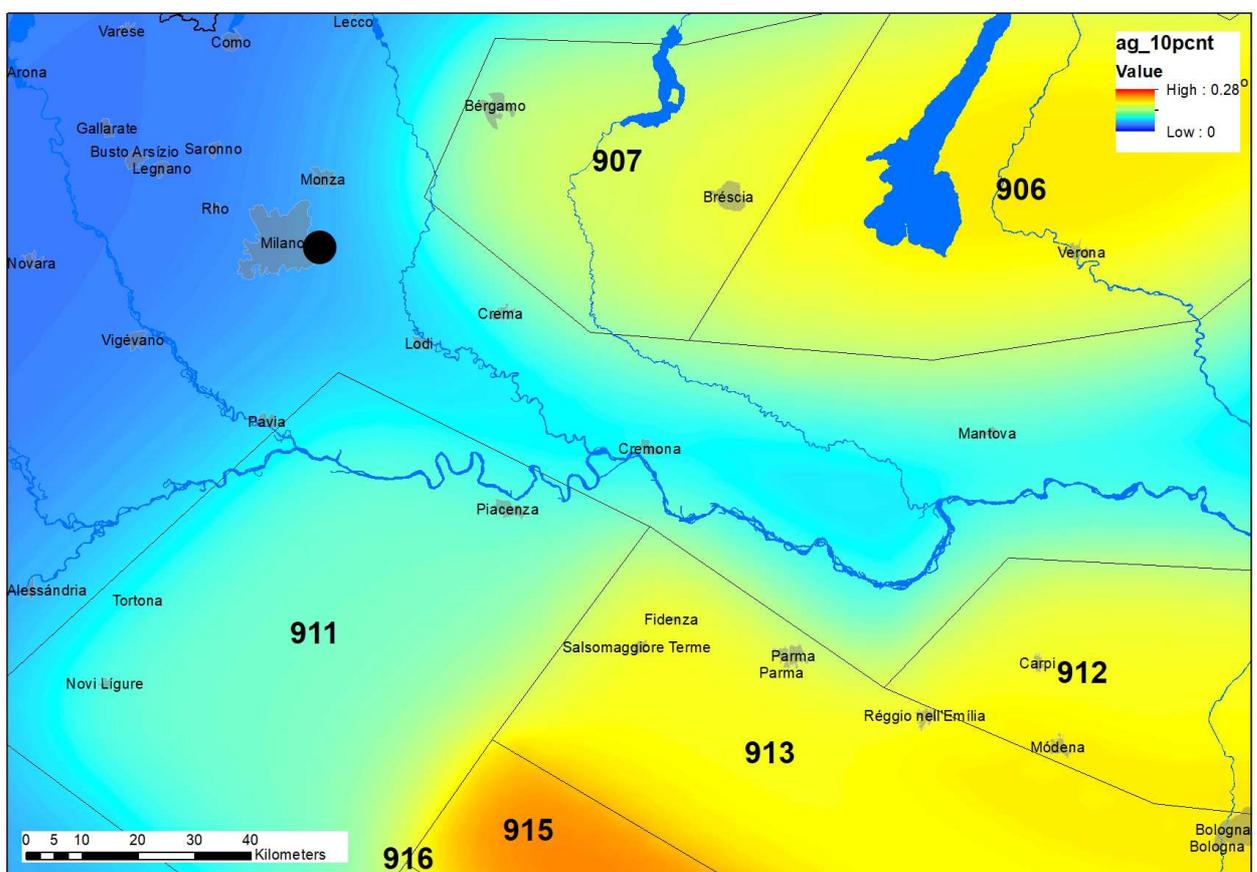


Figura 16: Zonazione sismogenetica ZS9: l'Italia del Nord (da Meletti C. & Valensise G., 2004).

6.3 Pericolosità sismica

La pericolosità sismica, intesa in senso probabilistico, è lo scuotimento del suolo atteso in un dato sito con una certa probabilità di eccedenza in un dato intervallo di tempo, ovvero la probabilità che un certo valore di scuotimento si verifichi in un dato intervallo di tempo. Questo tipo di stima si basa sulla definizione di una serie di elementi di input (quali catalogo dei terremoti, zone sorgente, relazione di attenuazione del moto del suolo, ecc) e dei parametri di riferimento (per esempio: scuotimento in accelerazione o spostamento, tipo di suolo, finestra temporale, ecc). In generale, la valutazione della Pericolosità sismica di un sito si realizza attraverso quattro diverse fasi:

Segrate

- 1) Identificazione e caratterizzazione di tutte le sorgenti di eventi sismici in grado di produrre uno scuotimento significativo al sito. La caratterizzazione delle sorgenti include la definizione di ogni geometria di sorgente e relativo potenziale sismico.
- 2) Individuazione della distribuzione di probabilità dei terremoti o relazione di ricorrenza delle sorgenti considerate, che specifica il tasso medio di superamento di un terremoto di definita magnitudo.
- 3) Valutazione dello scuotimento del suolo prodotto dagli eventi sismici attraverso le relazioni di attenuazione.
- 4) Combinazione delle incertezze per ottenere la probabilità che un parametro descrittivo dello scuotimento del terreno sia superato in un determinato intervallo temporale.

La “pericolosità sismica di base” costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche e in un generico sito deve essere descritta:

- 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
- 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 TR ricadenti in un *intervallo di riferimento* compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell’intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/> (**Figura 17**).

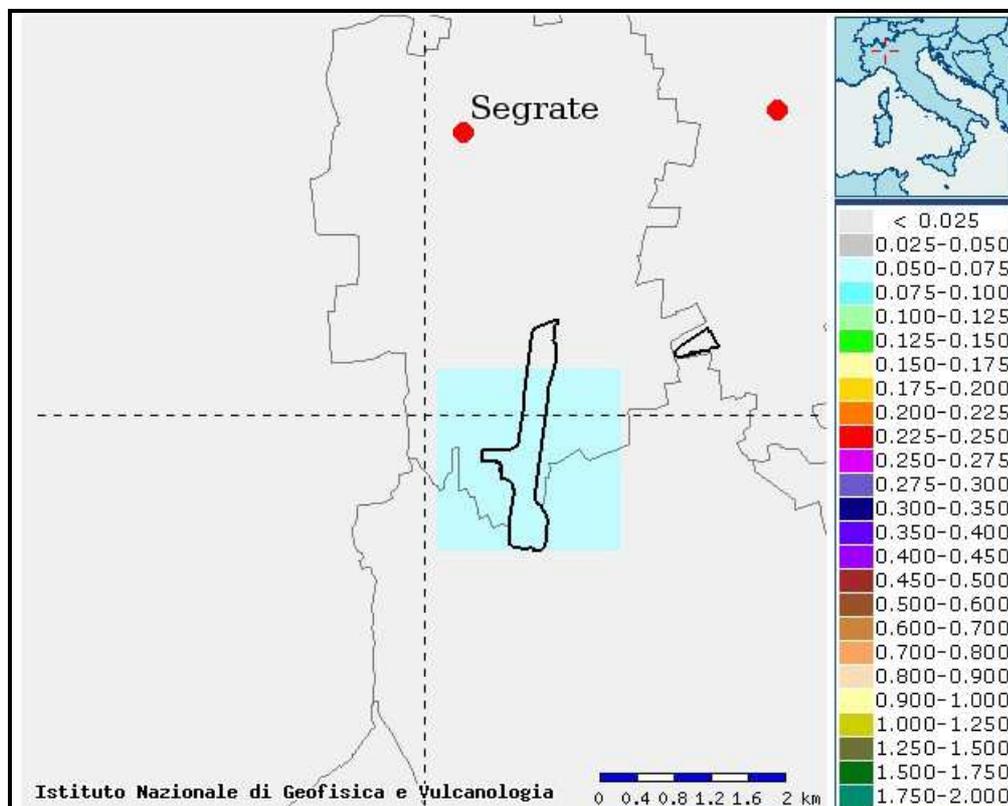


Figura 17: Mappatura dell’accelerazione orizzontale massima del terreno (a_g) con tempi di ritorno di 475 anni.

Segrate

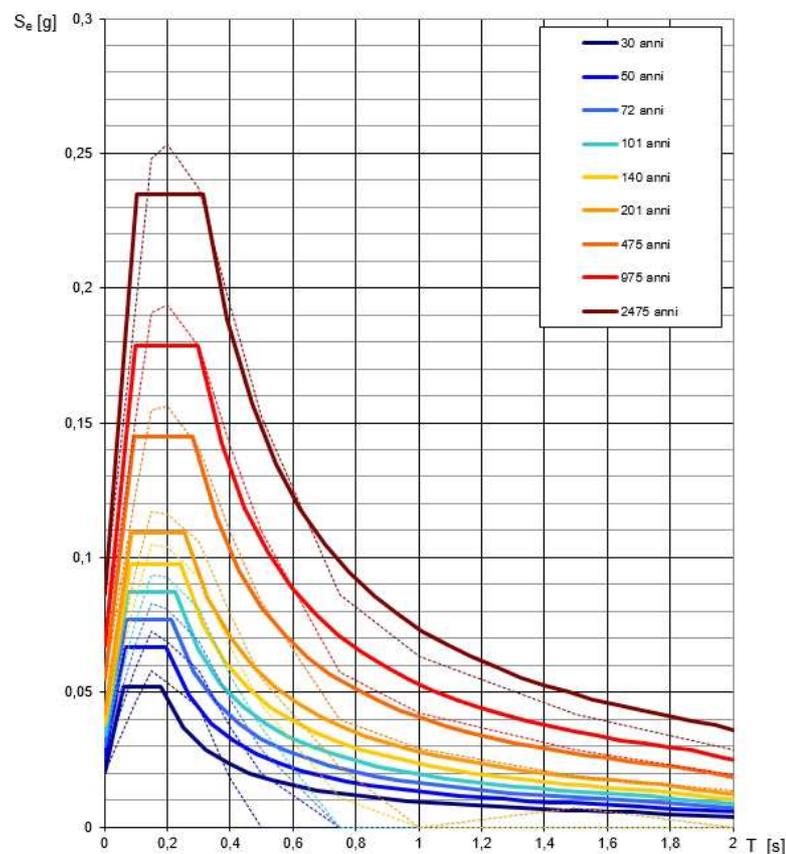
Il sito, appartenente al Comune di Segrate, si trova in prossimità di un punto della griglia caratterizzato da valori di $a(g)$ compresi tra 0.050 e 0.075 per probabilità di superamento in 50 anni del 10 %. Sulla base della documentazione allegata al Nuovo Testo Unico 2008, si riportano di seguito il grafico rappresentativo degli spettri di risposta elastica per determinati tempi di ritorno (**Figura 18**), e i valori di tali parametri esplicitati in tabella.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,020	2,551	0,178
50	0,026	2,551	0,197
72	0,030	2,554	0,212
101	0,034	2,573	0,224
140	0,038	2,589	0,241
201	0,042	2,584	0,257
475	0,055	2,634	0,282
975	0,067	2,656	0,297
2475	0,086	2,728	0,314

Figura 18: Parametri sismici.

Spettri di risposta elastica per i periodi di ritorno T_R di riferimento



NOTA:

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Figura 19: Grafico spettri di risposta elastica per i vari tempi T_r di ritorno.

7.0 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SUOLO DI FONDAZIONE

Il Territorio nazionale è stato suddiviso in quattro zone sismiche, ognuna caratterizzata da un diverso valore di accelerazione orizzontale massima **ag** riferita al *bedrock* sismico, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità **g** (9,81 m/sec²) e caratterizzata da una probabilità di superamento del 10% in 50 anni. I valori di **ag** per ciascuna zona sono riportati nella seguente tabella:

Zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni
1	0.35
2	0.25
3	0.15
4	0.05

Tabella 1.1: Valori di PGA per le varie zone

* E' tuttavia doveroso ricordare che, sulla base di quanto contenuto nelle ultime NTC2018 tale classificazione non viene più menzionata.

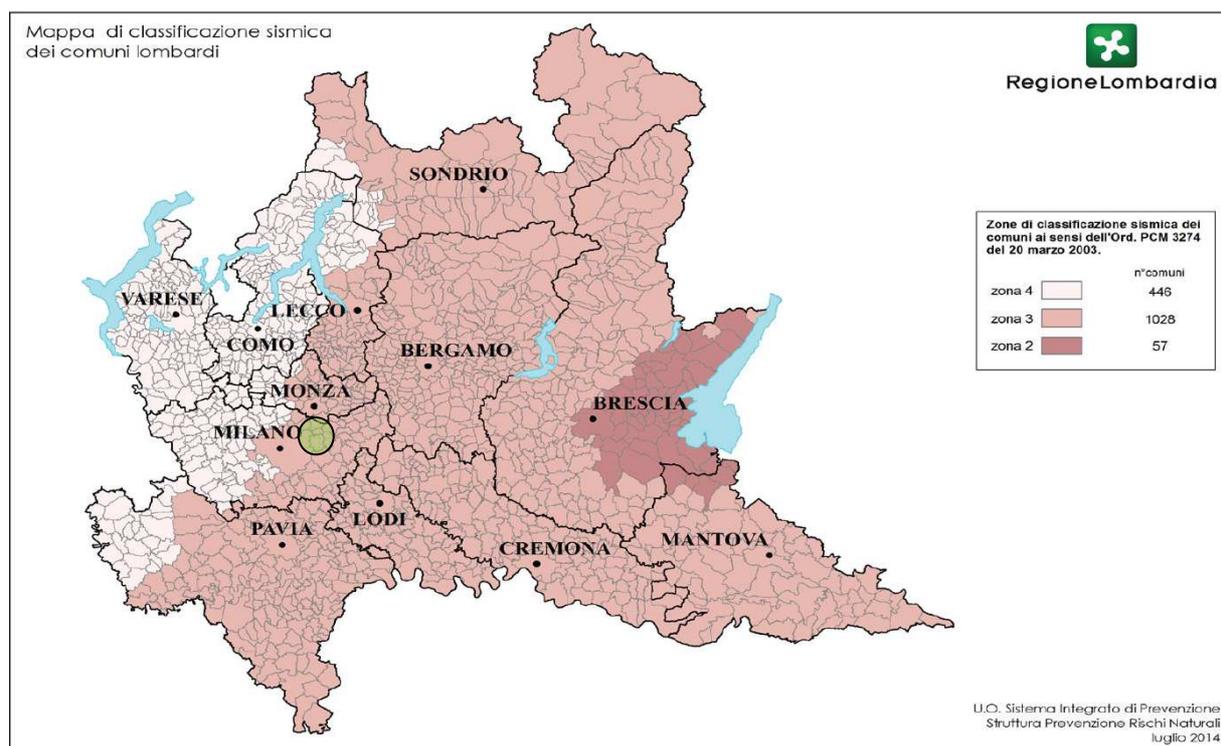


Figura 20: Classificazione sismica vigente dei Comuni della Regione Lombardia

Il Comune di Segrate ricade all'interno della zona 3 sulla base della nuova classificazione della Regione Lombardia (vedi **fig. 20**).

Ai fini dell'applicazione di queste Norme viene inoltre prevista la suddivisione dei suoli di fondazione nelle seguenti categorie:

Segrate

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

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

Sulla base delle analisi precedentemente descritte, per le quali le Vs30 assumono un valore medio di **448 m/sec**, il suolo di fondazione dell'area di studio ricade nella categoria di **tipo B**.

8.0 ANALISI E VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI SISMICI DI SITO

I criteri da seguire per l'analisi del rischio sismico ed adottati anche nella presente, sono quelli indicati nell'allegato 5 della DGR n. 8/7374 del 28/05/2008; la metodologia prevede tre diversi livelli di approfondimento con un dettaglio crescente dal primo al terzo e da attuarsi con modalità differenti in funzione (1) della classe, o zona sismica, entro la quale risulta classificato un determinato comune (ai sensi dell'O.P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003), (2) della pericolosità sismica locale che caratterizza un determinato territorio (PSL) e (3) della tipologia di azione di previsione di piano interessante una determinata area (edifici strategici e rilevanti).

Nella classificazione contenuta nel D.g.r. 11 luglio 2014, n. X/2129 il Comune di Segrate è classificato in zona sismica 3, comprendente quei comuni a rischio sismico basso.

	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 urbanizzato e urbanizzabile, ad esclusione delle aree già inedificabili	- Nelle aree indagate con il 2^ livello quando F_a 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 F_a calcolato > valore soglia comunale; - Nelle zone PSL Z1 e Z2 per edifici strategici e rilevanti.

PSL = Pericolosità Sismica Locale

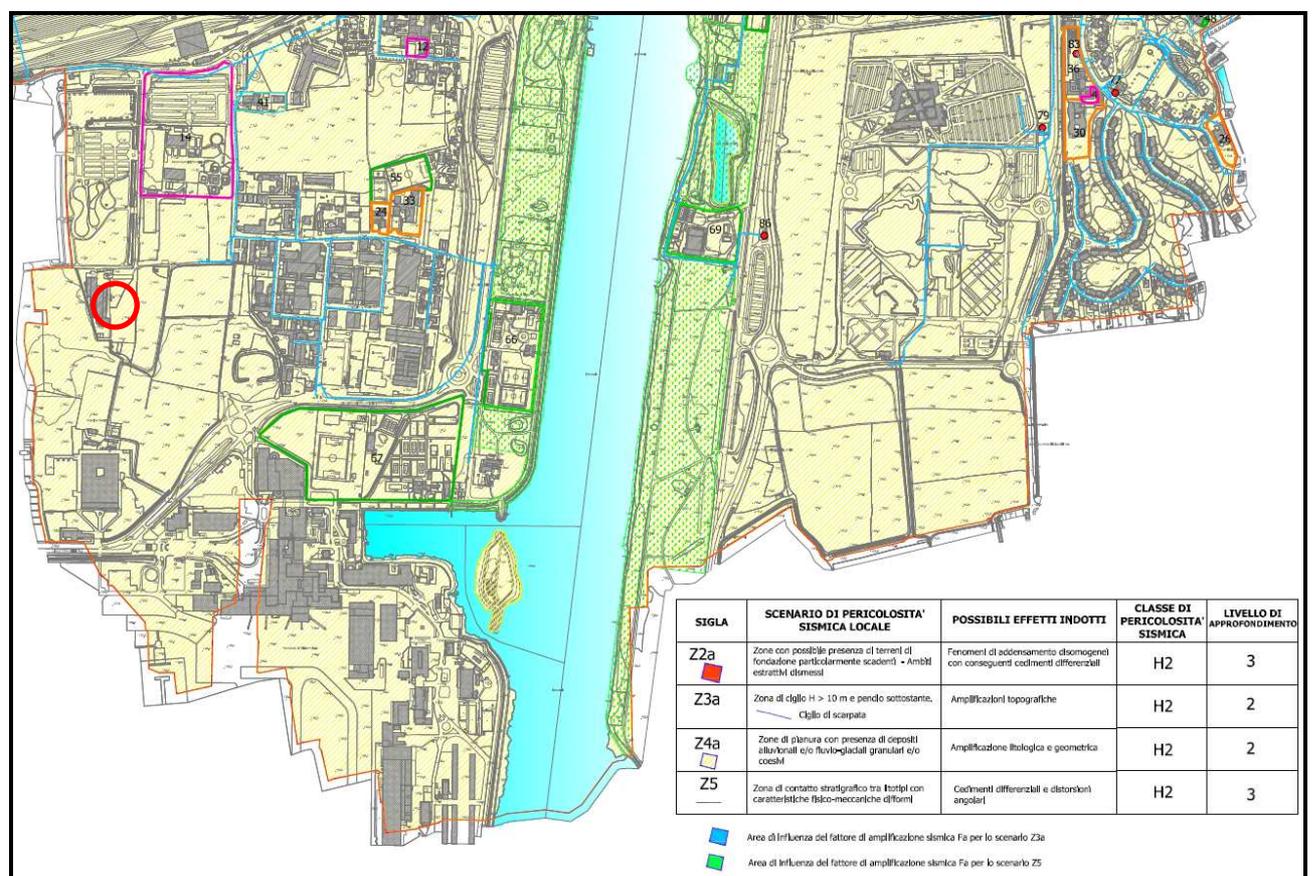
Il **primo livello** da attuare in fase pianificatoria, è obbligatorio per tutti i comuni della Lombardia e deve essere esteso a tutto il territorio comunale. Questo è caratterizzato da un

Segrate

approccio di tipo qualitativo alle problematiche sismiche, ossia attraverso i dati di tipo geologico, morfologico e geotecnico esistenti, conosciuti ed eventualmente provenienti dalle altre cartografie d'inquadramento, viene eseguita una prima valutazione della pericolosità sismica locale.

In particolare, questo livello prevede la redazione della Carta della pericolosità sismica locale, nella quale viene riportata la perimetrazione areale (e lineare per gli scenari Z3a, Z3b e Z5) delle diverse situazioni tipo in grado di determinare gli effetti sismici locali.

Nella documentazione del Piano di Governo del Territorio del Comune di Segrate (Tavola 06 - GEO – Carta degli scenari di pericolosità sismica locale) l'area di indagine viene definita come **zona Z4a**, ossia "Zona con presenza di depositi alluvionali e fluvioglaciali granulari e/o coesivi".



SIGLA	SCENARIO DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	POSSIBILI EFFETTI INDOTTI	CLASSE DI PERICOLOSITA' SISMICA	LIVELLO DI APPROFONDIMENTO
Z2a	Zone con possibile presenza di terreni di fondazione particolarmente scadenti - Ambienti estrattivi dismessi	Fenomeni di addensamento disomogenei con conseguenti cedimenti differenziali	H2	3
Z3a	Zona di ciglio H > 10 m e pendio sottostante. Ciglio di scarpata	Amplificazioni topografiche	H2	2
Z4a	Zone di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi	Amplificazione litologica e geometrica	H2	2
Z5	Zona di contatto stratigrafico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche difformi	Cedimenti differenziali e distorsioni angolari	H2	3

Figura 21: Stralcio della carta di pericolosità sismica locale. Il cerchio rosso indica l'area d'indagine

Segrate

Il **secondo livello** prevede un approccio di tipo semi – quantitativo nell'analisi del rischio sismico. Per i comuni ricadenti in zona sismica 3, come nel nostro caso, il secondo livello è obbligatorio nelle aree definite nel primo livello come zone suscettibili di amplificazioni sismiche morfologiche e litologiche (zone Z3 e Z4) interferenti con l'urbanizzato e/o con le aree di espansione urbanistica. Nel secondo livello gli effetti di amplificazione sismica vengono caratterizzati in termini semi – quantitativi mediante il calcolo del *Fattore di amplificazione* (Fa) nell'area oggetto di analisi più approfondita del rischio sismico ed in accordo con lo scenario di pericolosità sismica locale che caratterizza l'area stessa.

Il calcolo del Fattore di amplificazione viene eseguito secondo le procedure riportate nell'allegato 5 della DGR n. 8/7374 del 22/05/2008. Il valore di Fa calcolato viene messo a confronto con il valore soglia di amplificazione sismica, definito dalla Regione Lombardia per ogni comune del territorio regionale; si possono presentare due situazioni:

1) Il valore di **Fa è inferiore o uguale al valore di soglia**. In questo caso la normativa vigente è da considerarsi sufficiente per tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica del sito; pertanto in sede di progettazione si utilizzerà lo spettro di risposta elastico previsto dalla normativa stessa (DM 14.01.2018).

2) Il valore di **Fa è superiore al valore di soglia**. In questo caso la normativa vigente è da considerarsi insufficiente per tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica del sito; pertanto in sede di progettazione si dovranno effettuare analisi più approfondite (analisi di terzo livello) oppure utilizzare lo spettro di risposta elastico previsto dalla zona sismica superiore.

Gli esiti delle analisi di secondo livello, come sopra specificato, vengono tradotti in forma di prescrizioni nell'ambito delle valutazioni relative alla fattibilità alle azioni di piano.

N.B. nello specifico, l'area di progetto cade all'interno della zona **Z4a**, per cui sono previsti effetti di **amplificazioni litologiche**. Nel nostro caso, approfondimenti di secondo livello sono obbligatori dal momento che l'area oggetto di studio si trova in una zona urbanizzata ed è inevitabilmente interferente con l'urbanizzato circostante.

Il fattore di amplificazione (Fa), relativo agli effetti litologici, è stato determinato attraverso l'impiego delle Schede – Litologia opportunamente predisposte del Politecnico di Milano, per conto della Regione Lombardia. Tale metodologia consente, in relazione alle caratteristiche litologiche, geotecniche e sismiche dei terreni presenti, una valutazione di tipo semi – quantitativo degli effetti di amplificazione sismica attesi.

Il valore del fattore di amplificazione, determinato mediante le schede citate, viene utilizzato per valutare il grado di protezione raggiunto dall'applicazione della normativa vigente. La valutazione del grado di protezione fornito dall'applicazione dei parametri di normativa è effettuata in termini di contenuto energetico, confrontando il valore di Fa ottenuto dalle schede di valutazione con il parametro di analogo significato definito come "Valore di Soglia" e fornito, per ciascun comune della Regione Lombardia, dal Politecnico di Milano.

Tale valore è stato valutato per qualunque categoria di suolo, relativamente ai due intervalli del periodo proprio di oscillazioni tipiche delle tipologie edilizie presenti con maggior frequenza in Lombardia ($0,1 < T < 0,5$ sec e $0,5 < T < 1,5$ sec).

Segrate

VALORI DI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0,1 E 0,5 s				
Comune	Suolo tipo B	Suolo tipo C	Suolo tipo D	Suolo tipo E
SEGRATE	1,4	1,9	2,2	2,0

VALORI DI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0,5 E 1,5 s				
Comune	Suolo tipo B	Suolo tipo C	Suolo tipo D	Suolo tipo E
SEGRATE	1,7	2,4	4,2	3,1

La procedura semplificata richiede la conoscenza dei seguenti parametri:

- litologia prevalente dei materiali presenti nel sito;
- stratigrafia del sito;
- andamento delle Vs con la profondità fino a valori pari o superiori a 800 m/s;
- spessore e velocità di ciascun strato;
- sezioni geologiche, conseguente modello geofisico - geotecnico ed identificazione dei punti rappresentativi sui quali effettuare l'analisi.

Sulla base dei dati bibliografici e dei risultati delle indagini geofisiche con metodo ReMi, si procede alla valutazione della litologia dominante in ogni sito, confrontando la distribuzione verticale delle Vs con quella delle schede litologiche riportate nell'allegato 5 della DGR n. 8/7374 del 28/05/2008.

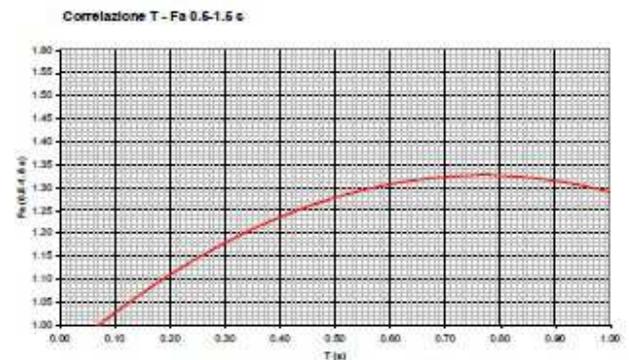
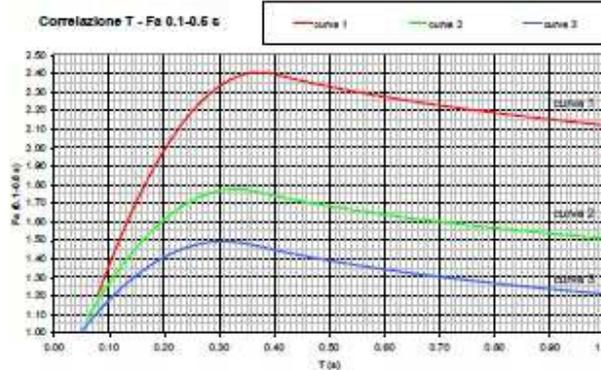
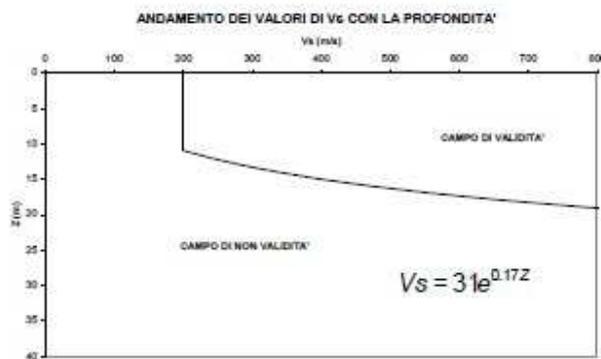
Ovviamente la realtà geologica è difficilmente riconducibile ad una sola litologia tipo, quindi in pratica si sceglie la scheda che presenta la distribuzione di Vs più simile a quella sperimentale. In particolare, nel caso in oggetto, sulla base dell'elaborazione delle indagini geognostiche, si è fatto riferimento alla **scheda litologia limoso – sabbiosa tipo 1**.

EFFETTI LITOLOGICI – SCHEDA LITOLOGIA LIMOSO – SABBIOSA TIPO 1

GRANULOMETRIA:
Da limi con sabbie debolmente ghiaiose a limi debolmente sabbioso-argillosi passando per limi con sabbie, limi debolmente argillosi, limi debolmente sabbiosi, limi debolmente ghiaiosi e sabbie con limi debolmente argillosi

NOTE:
Comportamento coesivo
Frazione limosa ad un massimo del 95%
Presenza di clasti immersi con $D_{max} < 2-3$ cm
Frazione ghiaiosa fino ad un massimo del 10%
Frazione sabbiosa fino ad un massimo del 45%
Frazione argillosa fino ad un massimo del 15%
A FIANCO: range di valori per alcuni parametri geotecnici significativi validi per limi sabbiosi debolmente argillosi

PARAMETRI INDICATIVI



$$Fa_{0.5-1.5} = -0.67T^2 + 1.03T + 0.93$$

Curva	Tratto polinomiale	Tratto logaritmico
1	$0.08 < T \leq 0.40$	$0.40 < T \leq 1.00$
	$Fa_{0.1-0.5} = -13.9T^2 + 10.47T + 0.46$	$Fa_{0.1-0.5} = 2.12 - 0.30LnT$
2	$0.06 < T \leq 0.35$	$0.35 < T \leq 1.00$
	$Fa_{0.1-0.5} = -9.5T^2 + 6.3T + 0.73$	$Fa_{0.1-0.5} = 1.51 - 0.25LnT$
3	$0.05 < T \leq 0.35$	$0.35 < T \leq 1.00$
	$Fa_{0.1-0.5} = -7.3T^2 + 4.5T + 0.80$	$Fa_{0.1-0.5} = 1.21 - 0.26LnT$

 Segrate

All'interno della scheda di valutazione si sceglie, in funzione della profondità e della velocità V_s dello strato superficiale, la curva più appropriata (indicata con il numero e il colore di riferimento) per la valutazione del valore di F_a nell'intervallo 0,1 – 0,5 s (curva 1, curva 2 e curva 3 e relative formule) e nell'intervallo 0,5 – 1,5 s (unica curva e relativa formula), in base al valore del periodo proprio del sito T_1 .

Nel nostro caso, in funzione della profondità e della velocità V_s dello strato superficiale, è stata scelta la curva 3 (blu) per la valutazione di F_a nell'intervallo 0,1 – 0,5 s.. Il periodo proprio del sito T necessario per l'utilizzo della scheda di valutazione è calcolato considerando tutta la stratigrafia fino alla profondità in cui il valore della velocità V_s è uguale o superiore a 800 m/s ed utilizzando la seguente equazione:

$$T_0 = \frac{4 * \sum_{(i=1, N)} h_i}{\sum_{(i=1, N)} (V_{si} * h_i) / (\sum_{(i=1, N)} h_i)}$$

ove h_i e V_{si} sono lo spessore e la velocità dello strato i -esimo del modello.

Nel caso specifico, sulla base dei risultati ottenuti dall'indagine ReMi, la profondità del substrato veloce è identificabile all'incirca a 24 m da p.c. Si ricava quindi:

$T_0 = 0,215 \text{ sec}$

Per ricavare il fattore di amplificazione applichiamo le formule riportate sulla scheda “**Effetti litologici – scheda litologia limoso – sabbiosa tipo 1**”.

$F_a(0,1 - 0,5) = 1,4 = 1,4$ (valore soglia) $F_a(0,5 - 1,5) = 1,1 < 1,7$ (valore soglia)
--

Per entrambi gli intervalli di periodo considerati, i valori di F_a risultano minori o uguali a quelli previsti per i suoli sismici di tipo B, pertanto la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica.

9.0 INDAGINE SISMICA: CONCLUSIONI

Sulla base dei dati raccolti e delle indagini geofisiche effettuate in sito, si possono trarre le seguenti conclusioni:

- I. I. L'area oggetto d'indagine ricade all'interno del territorio comunale di Segrate, nella zona meridionale del centro abitato comunale (frazione di Novegro Tregrezzo), a quota 110 metri s.l.m..
- II. La sismicità è classificabile come bassa, così come si evince dai dati storici riportati nel Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI-15).
- III. L'area oggetto di studio si trova al di fuori delle zone sismogenetiche definite dalla ZS9.
- IV. Il Comune di Segrate si trova in corrispondenza di un punto della griglia caratterizzato da valori di $a(g)$ compresi tra 0.050 e 0.075 per probabilità di superamento in 50 anni del 10 %.
- V. Sulla base dell'indagine ReMi eseguita in sito, si ha un valore medio di V_{s30} di 448 m/sec,

 Segrate

- per cui il suolo di fondazione ricade nella categoria di tipo B.
- VI. L'area di indagine ricade in una zona Z4a, ossia "Zona con presenza di depositi alluvionali e fluvioglaciali granulari e/o coesivi". Si tratta di una zona caratterizzata da possibili effetti di amplificazioni litologiche.
- VII. Dall'analisi di secondo livello si ricavano i fattori di amplificazione:
- $$F_a(0,1 - 0,5) = 1,4 = 1,4 \text{ (valore soglia)}$$
- $$F_a(0,5 - 1,5) = 1,1 < 1,7 \text{ (valore soglia)}$$
- per cui la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica.

10.0 ELABORAZIONE DATI DELLE PROVE PENETROMETRICHE

10.1 Prove CPT: metodologia dell'indagine

Al fine di ottenere utili informazioni tecniche destinate al corretto dimensionamento delle opere di fondazione e delle strutture murarie in progetto, si è proceduto alla verifica delle reali caratteristiche lito stratigrafiche e geotecniche dei terreni costituenti il sottosuolo dell'area in esame, attraverso la realizzazione di sondaggi penetrometrici di tipo "statico - CPT". La strumentazione utilizzata è costituita da un penetrometro statico olandese tipo "Gouda CPT 10 Tonnellate", le cui caratteristiche standard sono a norma A.G.I.

La prova penetrometrica statica CPT (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v = 2 \text{ cm/s} \pm 0,5 \text{ cm/s}$). La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta.

Lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di manometri, collegati al martinetto mediante una testa di misura idraulica. La punta conica (del tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante, per la misura dell'attrito laterale: punta/manicotto tipo "Begemann".

Le dimensioni della punta / manicotto sono standardizzate, e precisamente:

- diametro Punta Conica meccanica	\varnothing	= 35,7 mm
- area di punta	A_p	= 10 cm ²
- angolo di apertura del cono	α	= 60 °
- superficie laterale del manicotto	A_m	= 150 cm ²

Sulla batteria di aste esterne può essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito sulle aste, facilitandone l'infissione.

Registrazione dati

Una cella di carico, che rileva gli sforzi di infissione, è montata all'interno di un'unità rimovibile, chiamata "selettore", che preme alternativamente sull'asta interna e su quella esterna. Durante la fase di spinta le aste sono azionate automaticamente da un comando idraulico. L'operatore deve solamente controllare i movimenti di spinta per l'infissione delle aste. I valori

 Segrate

acquisiti dalla cella di carico sono visualizzati sul display di una Sistema Acquisizione Automatico (qualora presente) o sui manometri.

Per mezzo di un software (in alcuni strumenti) è possibile sia durante l'acquisizione, che in un secondo momento a prove ultimate trasferire i dati ad un PC. Le letture di campagna (che possono essere rilevate dal sistema di acquisizione sia in Kg che in Kg/cm²) durante l'infissione sono le seguenti:

- Lettura alla punta LP = prima lettura di campagna durante l'infissione relativa all'infissione della sola punta
- Lettura laterale LT = seconda lettura di campagna relativa all'infissione della punta+manicotto
- Lettura totale LLTT = terza lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (tale lettura non sempre viene rilevata in quanto non è influente metodologicamente ai fini interpretativi).

Metodologia di elaborazione

I dati rilevati della prova sono quindi una coppia di valori per ogni intervallo di lettura costituiti da LP (Lettura alla punta) e LT (Lettura della punta + manicotto), le relative resistenze vengono quindi desunte per differenza, inoltre la resistenza laterale viene conteggiata 20 cm sotto (alla quota della prima lettura della punta). Trasferiti i dati ad un PC vengono elaborati da un programma di calcolo "STATIC PROBING" della GeoStru. La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno. L'utilizzo dei dati viene comunque trattato con spirito critico sulla base delle esperienze geologiche acquisite.

I dati di uscita principali sono RP (Resistenza alla punta) e RL (Resistenza laterale o fs, attrito laterale specifico che considera la superficie del manicotto di frizione); inoltre viene calcolato il Rapporto RP/RL (Rapporto Begemann 1965) e il Rapporto RL/RP (Rapporto Schmertmann 1978 – FR%). I valori sono calcolati con queste formule:

$$Q_c (RP) = (LP \times Ct) / 10 \text{ cm}^2. \quad \text{Resistenza alla punta}$$

$$Q_l (RL) (fs) = [(LT - LP) \times Ct] / 150 \text{ cm}^2. \quad \text{Resistenza laterale}$$

$$Q_c (RP) = \text{Lettura alla punta LP} \times \text{Costante di Trasformazione Ct} / \text{Superficie Punta } A_p$$

$$Q_l (RL) (fs) = \text{Lettura laterale LT} - \text{Lettura alla punta LP} \times \text{Costante di Trasformazione Ct} / A_m$$

area del manicotto di frizione

N.B. - $A_p = 10 \text{ cm}^2$ e $A_m = 150 \text{ cm}^2$

- la resistenza laterale viene conteggiata 20 cm sotto (alla quota della prima lettura della punta)

Sono fornite anche le tabelle dei parametri geotecnica di ciascun orizzonte litologico attraversato, vedi tabelle allegate. L'ubicazione delle prove è rappresentata in **fig. 2**.

10.2 Prove SCPT: metodologia dell'indagine

Al fine di ottenere utili informazioni tecniche destinate al corretto dimensionamento delle opere di fondazione e delle strutture murarie in progetto, si è proceduto alla verifica delle reali caratteristiche lito stratigrafiche e geotecniche dei terreni costituenti il sottosuolo dell'area in esame, attraverso la realizzazione di sondaggi penetrometrici di tipo "dinamico – S_{cpt}". La strumentazione

 Segrate

utilizzata è costituita da un penetrometro statico olandese tipo “Pagani CPT 10 Tonnellate”, le cui caratteristiche standard sono a norma A.G.I.

La prova penetrometrica dinamica consiste nell’ingegnere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) misurando il numero di colpi N necessari. Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione. La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di “catalogare e parametrizzare” il suolo attraversato con un’immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica. La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M ;
- altezza libera caduta H ;
- punta conica: diametro base cono D , area base A (angolo di apertura α);
- avanzamento (penetrazione) δ ;
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente):

- tipo LEGGERO (DPL);
- tipo MEDIO (DPM);
- tipo PESANTE (DPH);
- tipo SUPERPESANTE (DPSH).

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)
 massa battente $M = 73$ kg, altezza di caduta $H=0.75$ m, avanzamento $\delta=30$ cm, punta conica ($\alpha=60^\circ$), diametro $D = 50.8$ mm, area base cono $A=20.27$ cm² rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;

- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)
 massa battente $M=63.5$ kg, altezza caduta $H=0.75$ m, avanzamento $\delta=20-30$ cm, punta conica conica ($\alpha= 60^\circ-90^\circ$) diametro $D = 50.5$ mm, area base cono $A = 20$ cm², rivestimento/fango bentonitico : talora previsto.

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt} . Il passaggio viene dato da:

$$NSPT = \beta_t \cdot N$$

Segrate

dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{SPT} è quella riferita alla prova SPT. L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

M	peso massa battente.
M'	peso aste.
H	altezza di caduta.
A	area base punta conica.
δ	passo di avanzamento.

(N_1)₆₀ è il numero di colpi normalizzato definito come segue:

$$(N_1)_{60} = CN \cdot N_{60} \text{ con } CN = \sqrt{\frac{Pa'}{\sigma_{vo}}} \quad CN < 1.7 \quad Pa = 101.32 \text{ kPa} \quad (\text{Liao e Whitman 1986})$$

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot (ER/60) \cdot C_s \cdot C_r \cdot C_d$$

ER/60	rendimento del sistema di infissione normalizzato al 60%.
C _s	parametro funzione della controcamicia (1.2 se assente).
C _d	funzione del diametro del foro (1 se compreso tra 65-115mm).
C _r	parametro di correzione funzione della lunghezza delle aste.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della GeoStru Software. Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini (1983) - Meyerhof (1956) - Desai (1968) - Borowczyk-Frankowsky (1981). Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Sono fornite anche le tabelle dei parametri geotecnica di ciascun orizzonte litologico attraversato, vedi tabelle allegate. L'ubicazione delle prove è rappresentata in **fig. 2**.

10.3 Stratigrafia e parametri geotecnici

I valori sono stati elaborati tramite specifici programmi di calcolo, in grado di determinare i parametri geotecnici sulla base delle relazioni semiempiriche riconosciute. Di seguito è riportata sinteticamente la suddivisione della prova nei presumibili intervalli stratigrafici, come desunta dalla prova eseguita. Il sondaggio è stato spinto fino ad una profondità massima di 5,20 m; la stratigrafia e le caratteristiche geotecniche delle prove realizzate, è contenuta integralmente nell'*Allegato 1*. Di seguito è riportata sinteticamente la **stratigrafia tipo** ricavata dall'analisi delle prove eseguite:

- **Livello Agrario/Ripporto** tale livello rappresenta nel primo metro il terreno vegetale che dovrà essere oltrepassato in fase di posa delle fondazioni, in quanto risulta essere quello in cui si osservano le peggiori caratteristiche geotecniche. Inoltre essendo il più

Segrate

superficiale è soggetto alle variazioni climatiche stagionali (ex. gelo-disgelo).

- **Livello A** si sviluppa dal piano campagna fino ad una profondità massima di circa -3,00/4,00 m; si osserva la presenza di un sabbioso-limoso superficiale con un n. di colpi variabile mediamente inferiore a 5, ma con un incremento della frazione ghiaiosa in profondità.
- **Livello B** si sviluppa fino alla profondità massima di sondaggio e presenta un arricchimento della frazione ghiaiosa, determinando la presenza di un livello sabbioso-ghiaioso o ghiaioso-sabbioso, ove si ha il rifiuto alla penetrazione delle aste. Il numero di colpi è mediamente maggiore di 10.

La falda non si è intercettata, ma è indicata nella bibliografia ad una quota comunque inferiore ai 5 m dal p.c., per cui sarà oggetto di attenta valutazione in fase di scavo.

10.4 Parametri geotecnici

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Static Probing e Dynamic della *GeoStru Software*. Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini (1983) - Meyerhof (1956) - Desai (1968) - Borowczyk-Frankowsky (1981). In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenze alla punta.

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti (PROVE STATICHE)

Angolo di Attrito

Angolo di Attrito (Durgunouglu-Mitchell 1973-1975) – per sabbie N.C. e S.C. non cementate

Angolo di Attrito (Meyerhof 1951) – per sabbie N.C. e S.C.

Angolo di Attrito Herminier

Angolo di Attrito (Caquot) - per sabbie N.C. e S.C. non cementate e per prof. > 2 mt. in terreni saturi o > 1 mt. non saturi

Angolo di Attrito (Koppejan) - per sabbie N.C. e S.C. non cementate e per prof. > 2 mt. in terreni saturi o > 1 mt. non saturi

Angolo di Attrito (De Beer 1965-1967) - per sabbie N.C. e S.C. non cementate e per prof. > 2 mt. in terreni saturi o > 1 mt. non saturi

Angolo di Attrito (Robertson & Campanella 1983) - per sabbie non cementate quarzose

Angolo di Attrito (Schmertmann 1977-1982) – per varie litologie (correlazione che generalmente sovrastima il valore)

Densità relativa (%)

Densità Relativa (Baldi ed altri 1978-1983 - Schmertmann 1976) - per sabbie NC non cementate

Densità Relativa (Schmertmann)

Densità Relativa (Harman 1976)

Densità Relativa (Lancellotta 1983)

Densità Relativa (Jamiolkowski 1985)

 Segrate

Densità Relativa (Larsson 1995) - per sabbie omogenee non gradate

Modulo di Young

Modulo di Young (Schmertmann 1970-1978) $E_y(25) - E_y(50)$ - modulo secante riferito rispettivamente al 25 % e 50 % del valore di rottura – prima fase della curva carico/deformazione

Modulo di Young secante drenato (Robertson & Campanella 1983) $E_y(25) - E_y(50)$ - per sabbie NC Quarzose.

Modulo di Young (ISOPT-1 1988) $E_y(50)$ - per sabbie OC sovraconsolidate e SC

Peso di Volume

Peso di Volume (Meyerhof) -

Peso di Volume saturo (Meyerhof) -

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti (PROVE DINAMICHE)

Angolo di Attrito

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof (1956) - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 m; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 m per terreni sopra falda e < 8 m per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)
- Meyerhof (1956) - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers (1961) - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 m. sopra falda e < 7 m per terreni in falda) $\phi > 5$ t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38°.
- Malcev (1964) - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m e per valori di angolo di attrito < 38°).
- Schmertmann (1977) - Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da D_r %.
- Shioi-Fukuni (1982) - ROAD BRIDGE SPECIFICATION, Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda) $\phi > 15$ t/mq.
- Shioi-Fukuni (1982) - JAPANESE NATIONAL RAILWAY, Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose.
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda) $s > 15$ t/mq.
- Meyerhof (1965) - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 m e con (%) di limo > 5% a profondità < 3 m.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

Densità relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie D_r viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di D_r % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).

 Segrate

- Schultze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC , metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di D_r % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

Modulo Di Young (Ey)

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.
- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici.
- Schultze-Menzenbach , correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970), correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia.
- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

Peso di Volume

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

In allegato si riportano le elaborazioni eseguite secondo diversi autori utili ad avere una indicazione delle caratteristiche geotecniche dell'area di studio.

11.0 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

11.1 Categoria di sottosuolo

A partire dal modello sismico monodimensionale è possibile calcolare il valore delle $V_{s,30}$, che rappresenta la “velocità equivalente” di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio. Sulla base delle caratteristiche litologiche si presume ricada nella zona con Categoria di Suolo C (vedi Tabella 1). Per cui per il Cantiere di Segrate: V_{Seq} 448 m/sec - suolo di fondazione categoria di tipo B.

11.2 Vita nominale dell'opera, periodo di ritorno dell'azione sismica e pericolosità sismica

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I dell'allegato A delle NTC 2018 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

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

Tabella 1.2: Parametri per il calcolo della vita nominale da NTC 2018

Nel nostro caso si considera per i cantieri oggetto di studio l'opera come ordinaria con vita nominale >di 50anni.

11.3 Classe d'uso

In presenza di Azioni Sismiche, le costruzioni sono suddivise in quattro classi d'uso, la cui definizione viene di seguito sinteticamente riportata:

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

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

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

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

11.4 Periodo di riferimento

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

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in 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

In relazione alla destinazione d'uso prevista, per determinare il tempo di ritorno sono stati quindi considerati i seguenti parametri delle opere in progetto quali:

- Tipo di costruzione: "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale"
- Classe d'uso II: "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, industrie con attività non pericolose per l'ambiente, ponti e reti viarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza, dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti"

Nel nostro caso, non avendo altre indicazioni dal progettista (nel caso si dovrà considerare la Classe superiore), si considera di applicare una Classe d'Uso II e il coefficiente C_U di 1,0. Da questi due parametri si ottiene il periodo di riferimento della costruzione che è dato da:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni.}$$

 Segrate

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione,
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{V_R} associate a ciascuno degli stati limite considerati,

per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche. Tale operazione deve essere possibile per tutte le vite di riferimento e tutti gli stati limite considerati dalle NTC; a tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e $V_R P_{V_R}$ sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Qualora la attuale pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e alla P_{V_R} fissate, il valore del generico parametro p (ag, F_0, T^*c) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

- p è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato;
- T_{R1}, T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1 e p_2 del generico parametro p .

I valori dei parametri ag, F_0, T^*c relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'Allegato B delle NTC.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Gli stati limite di esercizio sono:

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

Gli stati limite ultimi sono:

Segrate

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLD	81%
	SLV	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 1.3: Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato da NTC 2018

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{VR} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere. Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = - V_R / \ln (1 - P_{VR}) = - C_U V_N / \ln (1 - P_{VR})$$

Nel caso in esame, considerando lo **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)** e quindi una probabilità di superamento nel periodo di riferimento della vita dell'edificio (50 anni) pari al 10%, occorre considerare **un tempo di ritorno dell'evento sismico di 475 anni**.

Ai fini della definizione dell'Azione Sismica di progetto occorre valutare gli effetti che le condizioni stratigrafiche locali hanno sulla Risposta Sismica Locale. Il suolo di fondazione dell'area di studio ricade come già detto nella **categoria di tipo C**.

Per la determinazione dell'azione sismica locale occorre considerare anche il contributo derivante dalla morfologia superficiale. Per condizioni topografiche complesse occorre predisporre specifiche analisi di Risposta Sismica Locale; nel caso in cui la topografia non presenti particolare complessità, è possibile adottare la seguente classificazione:

Tab. 3.2.III – 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 $i > 30^\circ$

Tabella 1.4: Categorie topografiche

Segrate

Trattandosi di zona pianeggiante, l'area in esame ricade nella *categoria T1*, a cui non è attribuibile alcun fenomeno di amplificazione sismica legato alle condizioni topografiche. Dal punto di vista progettuale, lo spettro di risposta elastico in accelerazione riveste particolare importanza nella definizione delle Azioni Sismiche da adottare. Esso viene riferito ad uno smorzamento η convenzionale pari al 5% e la sua forma spettrale dipende dai fattori precedentemente citati (pericolosità di base a_g , stratigrafia, topografia, probabilità di superamento nel periodo di riferimento riferiti agli stati limite di progetto).

Gli spettri elastici forniti costituiscono la base di partenza per costruire lo spettro di progetto per lo stato limite ultimo (SLU), calcolato riducendo le ordinate dello spettro elastico per il fattore di duttilità q , proprio della struttura e funzione dei materiali, delle tipologie strutturali, della duttilità attesa e della interazione terreno-struttura (che verrà determinato dallo strutturista, in funzione delle scelte costruttive).

12.0 VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO

Nel presente capitolo sono effettuate le verifiche geotecniche preliminari applicando le Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 2018. Secondo il DM 2018, nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- ▶ **SLU di tipo geotecnico (GEO)**
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
 - collasso per scorrimento sul piano di posa
 - stabilità globale
- ▶ **SLU di tipo strutturale (STR)**
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando che sia soddisfatta, per ogni stato limite considerato, la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione
- R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

Le verifiche devono essere effettuate tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nella tabella 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I del D.M. 17.01.2018, seguendo almeno uno dei due approcci:

- Approccio 1:
- Combinazione 1: $(A_1+M_1+R_1)$
 - Combinazione 2: $(A_2+M_2+R_2)$
- Approccio 2:
- $(A_1+M_1+R_3)$.

Segrate

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_R)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G2}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_γ	1,0	1,0

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni. Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- ✓ collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ✓ collasso per scorrimento sul piano di posa;
- ✓ stabilità globale.

SLU di tipo strutturale (STR)

- ✓ raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la **Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1**, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'**Approccio 2**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Segrate

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Nel caso in esame, in relazione al tipo di opera ed essendo il terreno pianeggiante non è possibile la rottura globale. Sono quindi effettuate di seguito le Verifiche agli stati limite ultimi per il collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno. Il Progettista, in relazione alla geometria definitiva delle fondazioni, dovrà inoltre effettuare le Verifiche agli stati limite ultimi per scorrimento sul piano di posa.

Come emerge dai risultati dell'indagine geognostica eseguita, il terreno in esame è costituito da materiale di natura limosa -argillosa dello spessore variabile. Al di sotto di esso sono presenti sabbie e sabbie/ghiaie sino alle profondità investigate. Ai sensi delle indicazioni del DM2018, il calcolo della capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione alla stratigrafia riscontrata, è stata calcolata sia in condizioni non drenate che in condizioni drenate, ipotizzando di intestare le fondazioni nel **livello A**.

12.1 Metodologia di calcolo

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ Per fondazioni quadrate o circolari.

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A'c_u} \right)$$

Segrate

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2) \\ N_c &= (N_q - 1) \cot \phi' \\ N_\gamma &= 2 \cdot (N_q - 1) \tan \phi' \end{aligned}$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B' / L') \cdot \text{sen} \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \text{sen} \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B' / L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^{m+1}$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H // B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H // L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L', l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

12.2 Verifiche nei confronti dei stati limite di esercizio – cedimenti

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. Uno Stato Limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata (SL = Frontiera tra il dominio di stabilità e quello di instabilità). 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, o comportare la perdita di beni, o provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- **sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE):** capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio; ad esempio spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto (con fondazione superficiale, quando i cedimenti > della soglia critica, si hanno delle distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura).
- **robustezza nei confronti di azioni eccezionali:** capacità di evitare danni **sproporzionati** rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo (SLU) ha carattere irreversibile e si definisce collasso; ad esempio il raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni (carico di esercizio applicato > portanza terreno di fondazione). Il superamento di uno stato limite di esercizio (SLE) può avere carattere reversibile o irreversibile. Gli Stati Limite Ultimi (SLU) determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (GEO) riguardano il collasso per carico limite nei terreni di fondazione e per scorrimento sul piano di posa.

L'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni in fondazione. Nonostante non siano disponibili i dati della struttura in progetto, con particolare riferimento alle Azioni (Ed) in condizioni sismiche, sono stati effettuate alcune ipotesi di calcolo di Rd (valore di progetto della resistenza del terreno). La verifica, che misura il grado di sicurezza, si ottiene con il "Metodo semiprobabilistico dei Coefficienti parziali" di sicurezza tramite l'equazione:

$$Ed \leq Rd \text{ oppure } Rd - Ed \geq 0 \text{ (6.2.1 del D.M. 2018)}$$

con:

Rd = valore di progetto della resistenza del terreno

La verifica di detta condizione viene effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti:

- per le azioni (**A1** e **A2**)
- per i parametri geotecnica (**M1** e **M2**)
- per le resistenze (**R1**, **R2** e **R3**).

La verifica a rottura per carico limite è stata preliminarmente valutata utilizzando l'Approccio 2

Segrate

(A1+M1+R3). Di seguito, in assenza di indicazioni sui carichi trasmessi, è stata fatta una valutazione preliminare dello Stato Limite d'Esercizio, secondo le prime indicazioni progettuali fornite.

SONDAGGIO S1	SONDAGGIO S2	SONDAGGIO S3
Rd - Carico Ammissibile (Fond. isolata B = 2,00 m) H = 1,20 m <i>“a breve termine”</i>	Rd - Carico Ammissibile (Fond. isolata B = 2,00 m) H = 1,20 m <i>“a breve termine”</i>	Rd - Carico Ammissibile (Fond. isolata B = 2,00 m) H = 1,20 m <i>“a breve termine”</i>
DA2 = 1,37 [Kg/cm ²] SLE = 1,00 [Kg/cm²] con Ced. < 1,50 cm SLE = 1,20 [Kg/cm²] con Ced. < 2,00 cm	DA2 = 2,57 [Kg/cm ²] SLE = 1,00 [Kg/cm²] con Ced. < 1,80 cm SLE = 1,20 [Kg/cm²] con Ced. < 2,10 cm	DA2 = 2,88 [Kg/cm ²] SLE = 1,00 [Kg/cm²] con Ced. < 1,00 cm SLE = 1,20 [Kg/cm²] con Ced. < 1,50 cm

Sulla base delle prove eseguite si evidenzia la possibilità di un cedimento comunque contenuto entro un range accettabile anche in considerazione dei massimi carichi indicati (in condizioni normali sono inferiori a quelli indicati), ma si evidenzia come nelle tre prove eseguite si possibile un cedimento differenziale che, seppure evidenziato nei calcoli sopra riportati, è difficile da stimare con precisione.

Tali verifiche si dovranno ripetere una volta definita la tipologia fondazionale adeguata alla struttura (che nel caso di specie è ipotizzata superficiale isolata). Dovrà comunque essere con attenzione valutata la scelta fondazionale al fine di evitare cedimenti differenziali e di conseguenza danni alla struttura. Le caratteristiche geotecniche del substrato consentono una normale edificazione, tuttavia è preferibile impostare i relativi scavi per le basi delle fondazioni ad una quota comunque non inferiore ad 1,00 m dal piano inizio indagini (piano campagna attuale), ponendo comunque attenzione alla problematica connessa alla presenza dell'acqua per infiltrazioni superficiali o livelli freatici effimeri, oltre che alla presenza di livelli di riporto che possono determinare un incremento dei valori differenziali sopra evidenziati.

13.0 CONSIDERAZIONI GENERALI

Nonostante siano state eseguite le verifiche dei cedimenti indotti da sovraccarichi strutturali nel terreno, il reale sviluppo delle deformazioni è in gran parte determinato dalla struttura in progetto e dai sistemi di fondazioni adottate; pertanto si consiglia di prestare particolare attenzione all'eventuale sviluppo di sistemi fessurativi nella struttura in progetto, abbassamenti del terreno d'imposta fondazionale e formazioni di piccoli sollevamenti del terreno nelle aree limitrofe alla struttura (la prima fase di cedimento del terreno d'imposta fondazionale comporta uno schiacciamento lungo la verticale della struttura, rilascio tensionale verso la superficie con conseguente sollevamento laterale del terreno).

Segrate

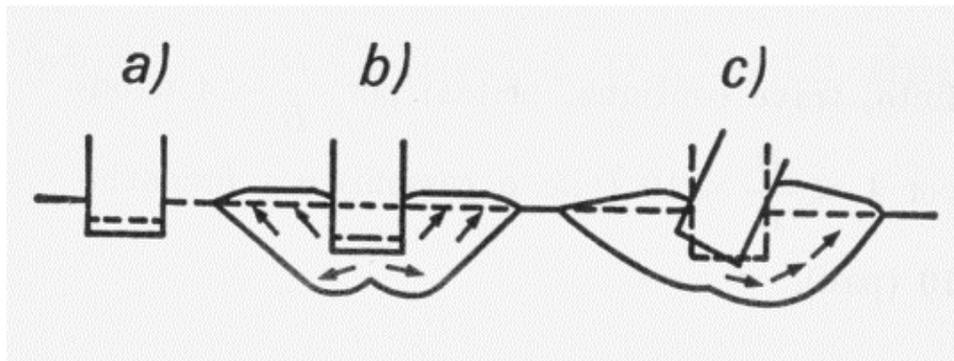


Fig. 23 - Comportamento del terreno sotto una fondazione, sulla quale il carico aumenta progressivamente fino a produrre la rottura. (a) fase pseudo-plastica - cedimento minimo (b) fase plastica - cedimento, rottura per taglio del terreno e rigonfiamento laterale (c) fase di rottura - lesioni e/o crolli della struttura superficiale.

I cedimenti stimati sono quelli assoluti, per ricavare i cedimenti differenziali all'interno della struttura in progetto dovrebbero essere noti i reali stati tensionali di sovraccarico nei punti d'interesse. Per cedimento differenziale s'intende la differenza dei cedimenti tra due punti di una struttura, elevati valori differenziali possono indurre lesioni nella struttura stessa; appare dunque importante determinare la distorsione angolare fra due punti della struttura in progetto per valutare se è sopportabile dalla struttura:

$$D_{ang} = (S2 - S1) / L12$$

dove:

D_{ang} = distorsione angolare

S2 = cedimento assoluto nel punto 2

S1 = cedimento assoluto nel punto 1

L12 = distanza fra i due punti

In prima approssimazione, sono da considerare tollerabili distorsioni angolari inferiori a 1/600 per strutture in muratura e a 1/1000 per strutture in calcestruzzo. Bjerrum (1963) elaborò delle classi di sicurezza, fornendo la tabella seguente:

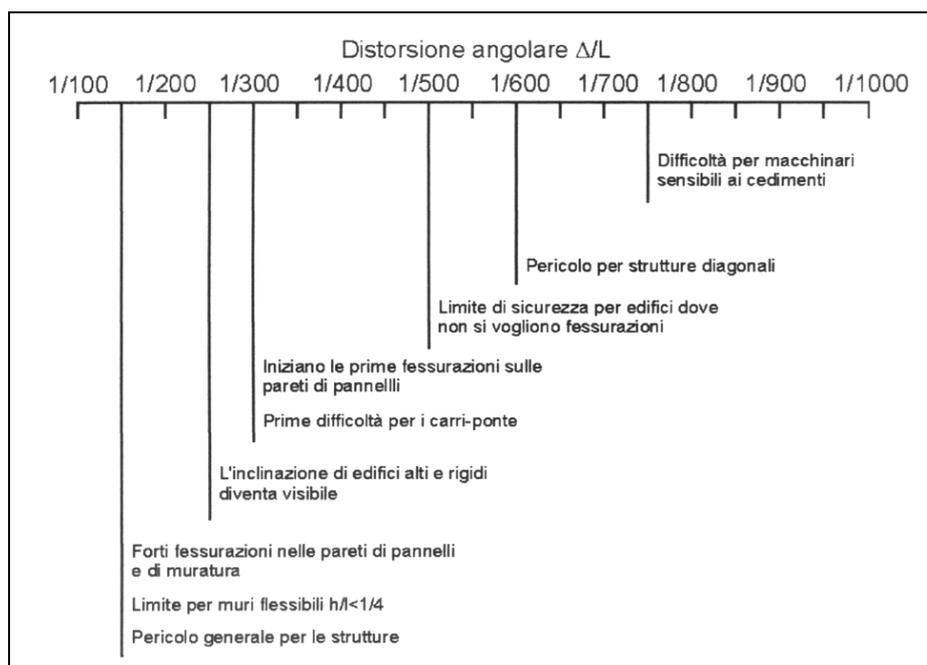


Fig. 24 – Classi di sicurezza secondo Nierrum

Segrate

L'applicazione del sovraccarico della fondazione conduce ad una variazione dello stato tensionale del terreno, il carico applicato tende a diffondersi in profondità fino al suo completo assorbimento; è importante eseguire una stima di come il carico si diffonde negli orizzonti di fondazione, perché indispensabile per il calcolo dei cedimenti indotti. I cedimenti sono causati dalla deformazione elastica e plastica del terreno e per terreni impermeabili a granulometria molto fine come i limi, per lenta espulsione d'acqua contenuta tra grano e grano (consolidamento), che avviene in tempi molto lunghi.

Circa la validità dei risultati ottenuti è opportuno notare come si siano valutati in base al Modulo di deformazione, dedotto dalla R_p del penetrometro statico a punta meccanica, limitrofi all'area d'indagine; per cui tali valori, seppur orientativi, dovrebbero essere confrontati con i Moduli di deformazione ricavati da prove di laboratorio su campioni indisturbati per avere una garanzia di maggiore validità. Ma a favore dell'analisi eseguita, si sottolinea che la disponibilità di una serie continua di dati del terreno sia maggiormente significativa rispetto ad un unico valore puntuale ricavato da un campione di pochi centimetri.

Si raccomanda di realizzare gli scavi in un periodo secco, privo di precipitazioni meteoriche, inoltre, sviluppare gli scavi a settori in modo da aumentare la stabilizzazione dell'intero fronte, senza creare interferenze che possono amplificare locali fenomeni d'instabilità associati a particolari situazioni geolitologiche. Nel caso si volessero eseguire scavi verticali, legati prettamente a questioni di spazi disponibili, si raccomanda di realizzare opere di contenimento, sia del fronte, che delle strutture superficiali presenti, ad evitare pericolosi fenomeni di refluento laterale del terreno lungo i fronti creati, soprattutto al di sotto delle fondazioni esistenti, con conseguenti dinamismi nelle strutture superficiali.

Si rimanda comunque al progettista, sulla base dei contenuti della presente relazione, l'individuazione della tipologia di fondazione che minimizza le eventuali problematiche relative alla struttura in progetto e i calcoli della fondazione sulla base delle caratteristiche reali della struttura in progetto.

14.0 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

L'area oggetto d'indagine ricade all'interno del territorio comunale di Segrate, nella zona meridionale del centro abitato comunale (frazione di Novegro Tregarezzo), a quota 110 metri s.l.m. Sulla base delle verifiche effettuate si possono dare le seguenti indicazioni generali, che potranno essere valutate nel dettaglio all'interno della relazione per le parti di interesse:

- la successione delle diverse unità è eterogenea, con un livello di riporto superficiale seguito da un'alternanza di livelli incoerenti, caratterizzati da una litologia sabbiosa-limosa e talora debolmente ghiaiosa fino a circa 3,00-4,00 m dal p.c.. Da tale profondità e fino alla massima profondità indagata si osserva il passaggio ad una litologia incoerenti sabbiosa-ghiaiosa o ghiaiosa-sabbiosa;
- il livello superficiale dovrà essere oltrepassato dal piano di posa delle fondazioni; infatti è quello che maggiormente è sensibile alle variazioni volumetriche connesse con le variazioni di umidità del terreno e presenza dei parametri geotecnici mediocri (-1,00 m dal p.c.);
- Sulla base dell'indagine ReMi eseguita in sito, si ha un valore medio di V_{s30} di 448 m/sec, per cui il suolo di fondazione ricade nella categoria di tipo B.
- il livello freatico non è stato intercettato direttamente, per cui si fa riferimento a quanto indicato per la soggiacenza della falda nel PGT comunale, e di quanto evidenziato si dovrà tenere conto

Segrate

in fase di valutazione progettuale (indica un livello inferiore ai 5,00 m dal p.c.). Per avere l'effettiva entità di variazione del livello della falda sarebbe necessario uno studio prolungato nel tempo, per tale motivo sono stati posizionati dove ritenuto necessario dei piezometri per valutare l'escursione della stessa nella sua porzione superficiale.

È consigliabile verificare direttamente durante gli scavi la reale potenza di tali orizzonti litologici, per valutare differenze litologiche entro l'area indagata, eseguendo eventualmente un indagine penetrometrica specifica, che per la modesta struttura in progetto non è stata eseguita.

Una volta stabilite le dimensioni delle fondazioni, la profondità di posa ed i carichi trasmessi dalla struttura, che dovranno essere compatibili con la portata massima ammissibile, si dovranno stimare gli eventuali cedimenti assoluti e differenziali (possibili viste le differenze riscontrate nei due sondaggi nei primi metri rilevati) in modo da valutare se essi possano essere assorbiti senza problemi dalla struttura. Particolare attenzione dovrà essere posta al fine di evitare cedimenti differenziali marcati tra le diverse parti della struttura. Particolare attenzione si dovrà porre nella definizione dei cedimenti differenziali tra le diverse parti della struttura, verificando la presenza di livelli incoerenti dalle scarse qualità geotecniche e/o livelli di riporto, o altre situazioni anomale.

Risulta indispensabile prevedere un efficace sistema di drenaggio del sistema fondazionale in cui l'acqua dovrà poi essere allontanata in modo da evitare la saturazione del sistema, con conseguente variazione delle condizioni di lavoro del terreno di fondazione. In fase di scavo sarà opportuno valutare direttamente le caratteristiche reali del terreno, così da segnalare tempestivamente eventuali anomalie o disomogeneità del piano di posa fondale (causati da tracce di canali sepolti o ad altre anomalie litologiche). Come ulteriori accorgimenti si consiglia inoltre di:

- non superare le Pressioni che saranno determinate sulla base dei parametri geotecnici, per non indurre cedimenti assoluti dei terreni maggiori di quelli delineati.
- verificare direttamente durante gli scavi la reale potenza di tali orizzonti litologici, perché si potranno avere differenze litologiche entro l'area indagata, caratterizzata da "lenti" litologiche a differenti vergenze. Inoltre porre attenzione alla presenza di strutture lineari non rilevabili in fase di indagine che attraversano l'area di studio (ex canali ritombati ecc.)
- evitare in ogni modo qualsiasi dispersione o infiltrazione d'acqua nel sottosuolo, sia durante sia al termine dei lavori, specie in prossimità delle opere di fondazione, adottando una scrupolosa raccolta di tutte le acque di scolo superficiali che dovranno essere smaltite entro recapiti autorizzati, in modo che eventuali infiltrazioni non provochino assestamenti differenziali del terreno di fondazione;
- risulterà importante eseguire un efficace sistema di drenaggio, predisponendo gli scarichi dell'eventuali acque intercettate entro recapiti autorizzati;
- evitare rimaneggiamenti o deterioramento del terreno di fondazione prima della messa in opera delle fondazioni, per evitare cedimenti o assestamenti non prevedibili;
- se possibile ripartire i carichi omogeneamente, così da minimizzare il verificarsi di cedimenti differenziali tra le differenti strutture;
- posare il piano fondazionale ad una profondità tale da superare lo strato di terreno vegetale di copertura, che varia di volume per effetto della variazione di contenuto d'acqua capillare stagionale e che è sensibile alle azioni di gelo e disgelo, inducendo cedimenti non prevedibili;
- migliorare la ripartizione dei carichi nel sottosuolo, e per compensare eventuali disomogeneità litologiche nei vari settori del piano di posa fondazionale, si consiglia

Segrate

d'armare in maniera adeguata le opere fondazionali per irrigidire la struttura stessa e compensare eventuali cedimenti differenziali.

L'analisi di secondo livello ha portato alla restituzione dei seguenti fattori di amplificazione:

$F_a(0,1 - 0,5) = 1,4 = 1,4$ (valore soglia)

$F_a(0,5 - 1,5) = 1,1 < 1,7$ (valore soglia)

per cui la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica.

Villanova sull'Arda, 26 aprile 2019

il geologo
Dr. Emanuele Emani



ALLEGATO 1

Risultati prove penetrometriche
Stratigrafia e parametri geotecnici

Segrate

PROVA ... Nr. SCPT1

Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI
 Prova eseguita in data 26/04/2019
 Profondità prova 4,40 mt

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,20	2	0,855	17,96	21,01	0,90	1,05
0,40	11	0,851	98,33	115,58	4,92	5,78
0,60	5	0,847	40,84	48,22	2,04	2,41
0,80	3	0,843	24,40	28,93	1,22	1,45
1,00	2	0,840	16,20	19,29	0,81	0,96
1,20	2	0,836	16,13	19,29	0,81	0,96
1,40	3	0,833	24,10	28,93	1,20	1,45
1,60	2	0,830	14,78	17,82	0,74	0,89
1,80	3	0,826	22,09	26,73	1,10	1,34
2,00	8	0,823	58,68	71,29	2,93	3,56
2,20	8	0,820	58,46	71,29	2,92	3,56
2,40	7	0,817	50,97	62,38	2,55	3,12
2,60	7	0,814	47,20	57,97	2,36	2,90
2,80	8	0,811	53,76	66,25	2,69	3,31
3,00	8	0,809	53,58	66,25	2,68	3,31
3,20	4	0,806	26,70	33,13	1,34	1,66
3,40	4	0,803	26,61	33,13	1,33	1,66
3,60	4	0,801	24,78	30,94	1,24	1,55
3,80	5	0,798	30,88	38,68	1,54	1,93
4,00	8	0,796	49,26	61,88	2,46	3,09
4,20	11	0,794	67,54	85,09	3,38	4,25
4,40	28	0,691	149,76	216,59	7,49	10,83

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI Nr.1**TERRENI INCOERENTI****Densità relativa**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - riporto	8,82	0,60	37,46	71,98	100	30,33
[2] - sabbia argillosa	3,68	1,80	17,68	42,7	49,29	17,23
[3] - sabbia debolmenteghiosa	9,48	4,00	30,78	59,85	61,22	31,83
[4] - sabbia ghiosa	28,67	4,40	51,79	95,11	93,55	62,13

Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof of 1956	Meyerhof of (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof of (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] - riporto	8,82	0,60	8,82	29,52	22,52	30,47	35	33,22	0	<30	26,5	29,65	37,81	28,28
[2] - sabbia	3,68	1,80	3,68	28,05	21,05	29,03	30,71	31,11	0	<30	22,43	28,1	29,65	23,58

Segrate

argillosa														
[3] - sabbia debolmenteghiosa	9,48	4,00	9,48	29,71	22,71	30,65	30,3	33,47	0	<30	26,92	29,84	36,86	28,77
[4] - sabbia ghiaiosa	28,67	4,40	28,67	35,19	28,19	36,03	31,22	39,37	41,32	32-35	35,74	35,6	45,65	38,95

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - riporto	8,82	0,60	8,82	---	70,56	104,78	---	---
[2] - sabbia argillosa	3,68	1,80	3,68	---	29,44	---	---	---
[3] - sabbia debolmenteghiosa	9,48	4,00	9,48	---	75,84	112,56	---	---
[4] - sabbia ghiaiosa	28,67	4,40	28,67	382,19	229,36	339,01	395,02	218,35

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m ³)
[1] - riporto	8,82	0,60	8,82	Meyerhof ed altri	1,69
[2] - sabbia argillosa	3,68	1,80	3,68	Meyerhof ed altri	1,48
[3] - sabbia debolmenteghiosa	9,48	4,00	9,48	Meyerhof ed altri	1,71
[4] - sabbia ghiaiosa	28,67	4,40	28,67	Meyerhof ed altri	2,12

Peso unità di volume saturo

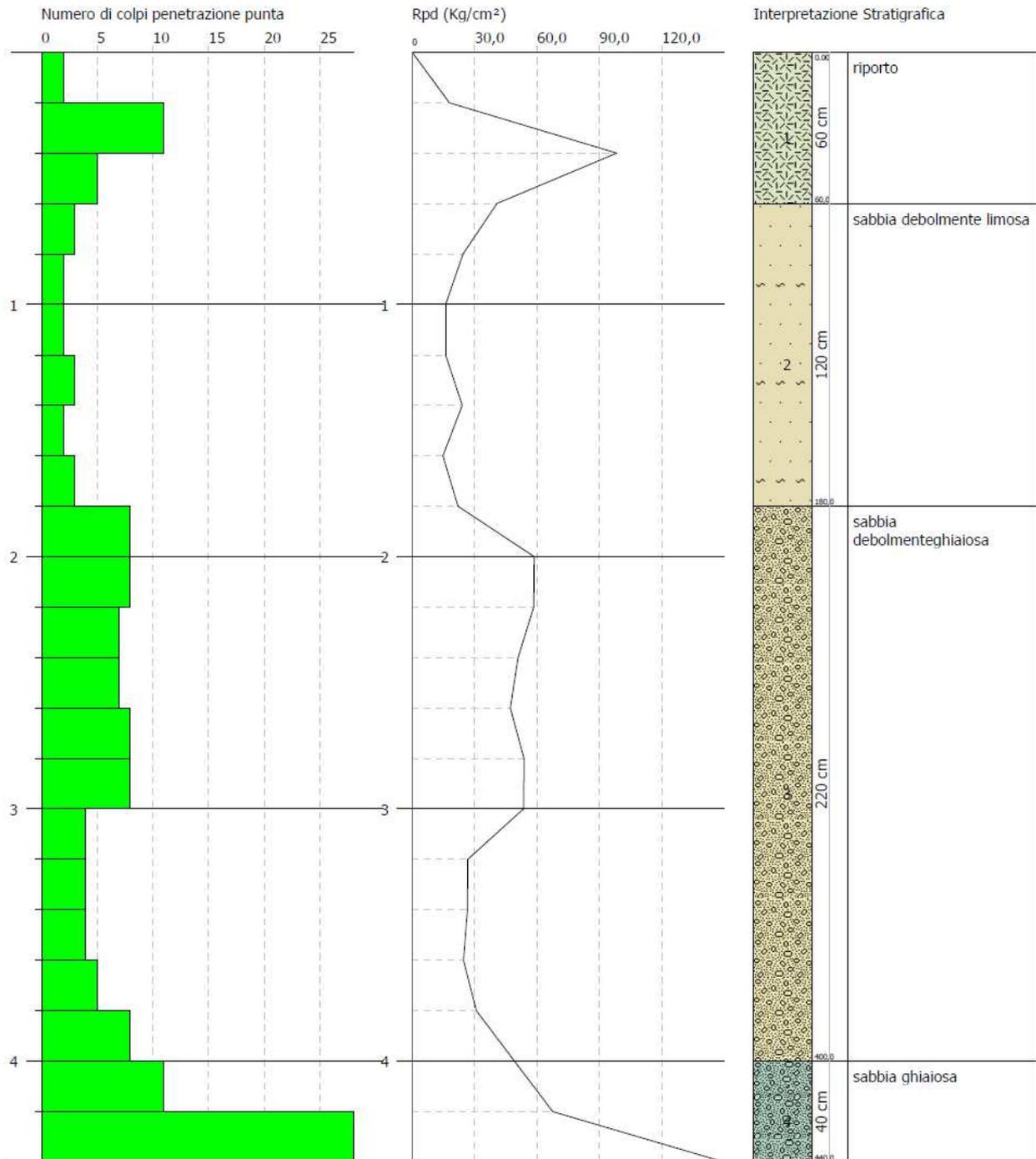
	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m ³)
[1] - riporto	8,82	0,60	8,82	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,91
[2] - sabbia argillosa	3,68	1,80	3,68	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,88
[3] - sabbia debolmenteghiosa	9,48	4,00	9,48	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,91
[4] - sabbia ghiaiosa	28,67	4,40	28,67	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,50

Segrate

Committente: Trafiltubi
 Cantiere: Segrate
 Località: Novegro

Data: 26/04/2019

Scala 1:23



Segrate

PROVA ... Nr. SCPT2

Strumento utilizzato... SCPT TG 63-200 PAGANI
 Prova eseguita in data 26/04/2019
 Profondità prova 4,50 mt

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,30	8	0,853	55,65	65,26	2,78	3,26
0,60	12	0,847	76,85	90,73	3,84	4,54
0,90	4	0,842	25,45	30,24	1,27	1,51
1,20	4	0,836	25,29	30,24	1,26	1,51
1,50	5	0,831	29,28	35,23	1,46	1,76
1,80	3	0,826	17,46	21,14	0,87	1,06
2,10	3	0,822	17,37	21,14	0,87	1,06
2,40	2	0,817	11,51	14,09	0,58	0,70
2,70	3	0,813	16,08	19,79	0,80	0,99
3,00	3	0,809	16,00	19,79	0,80	0,99
3,30	4	0,805	21,23	26,38	1,06	1,32
3,60	16	0,751	74,49	99,20	3,72	4,96
3,90	21	0,697	90,78	130,20	4,54	6,51
4,20	30	0,694	129,03	186,00	6,45	9,30
4,50	45	0,590	155,38	263,20	7,77	13,16

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - riporto	18	0,60	53,96	100	100	48,14
[2] - ghiaia debolmente sabbiosa	6,19	3,30	24,67	51,44	54,63	23,94
[3] - sabbia ghiaiosa	50,4	4,50	67,02	100	100	80,7

Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] - riporto	18	0,60	18	32,14	25,14	33,04	35,85	36,45	42	30-32	31,43	32,4	44,01	33,97
[2] - ghiaia debolmente sabbiosa	6,19	3,30	6,19	28,77	21,77	29,73	30,35	32,16	0	<30	24,64	28,86	33,65	26,13
[3] - sabbia ghiaiosa	50,4	4,50	50,4	41,4	34,4	42,11	32,19	42,49	42	>38	42,5	42,12	50,63	46,75

Segrate

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] – riporto	18	0,60	18	302,84	144,00	213,10	315,00	165,00
[2] - ghiaia debolmente sabbiosa	6,19	3,30	6,19	---	49,52	---	---	---
[3] - sabbia ghiaiosa	50,4	4,50	50,4	506,74	403,20	595,42	558,00	327,00

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m ³)
[1] – riporto	18	0,60	18	Meyerhof ed altri	1,95
[2] - ghiaia debolmente sabbiosa	6,19	3,30	6,19	Meyerhof ed altri	1,59
[3] - sabbia ghiaiosa	50,4	4,50	50,4	Meyerhof ed altri	2,24

Peso unità di volume saturo

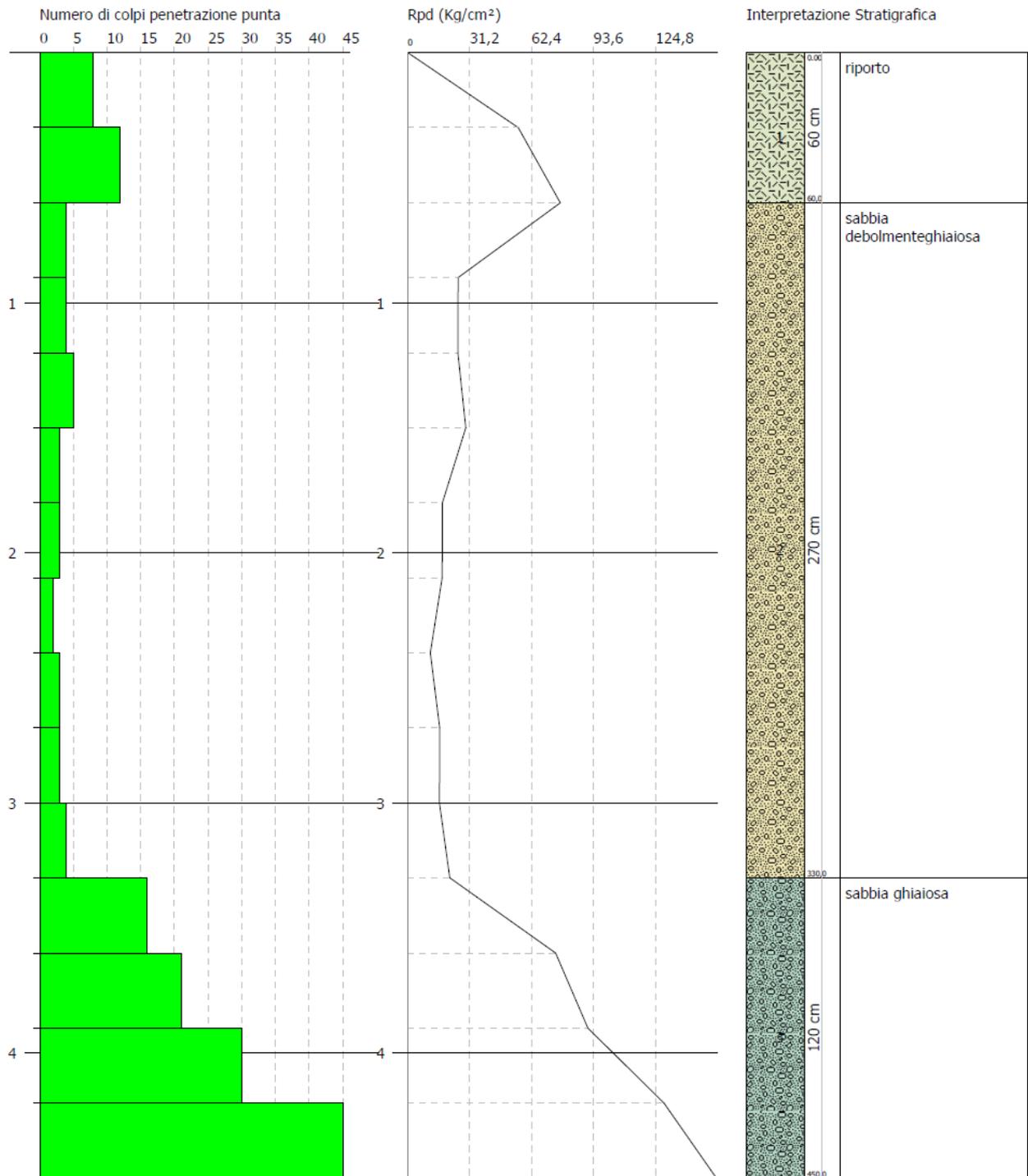
	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m ³)
[1] - riporto	18	0,60	18	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,97
[2] - ghiaia debolmente sabbiosa	6,19	3,30	6,19	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,89
[3] - sabbia ghiaiosa	50,4	4,50	50,4	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,50

Segrate

Committente: Trafiltubi
 Cantiere: Segrate
 Località: Novegro

Data: 26/04/2019

Scala 1:23



Segrate

PROVA ... Nr. SCPT3

Strumento utilizzato... SCPT TG 63-200 PAGANI
 Prova eseguita in data 26/04/2019
 Profondità prova 5,10 mt

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,30	3	0,853	20,87	24,47	1,04	1,22
0,60	9	0,847	57,64	68,05	2,88	3,40
0,90	12	0,842	76,35	90,73	3,82	4,54
1,20	6	0,836	37,94	45,36	1,90	2,27
1,50	5	0,831	29,28	35,23	1,46	1,76
1,80	4	0,826	23,29	28,18	1,16	1,41
2,10	7	0,822	40,52	49,32	2,03	2,47
2,40	6	0,817	34,54	42,27	1,73	2,11
2,70	5	0,813	26,81	32,98	1,34	1,65
3,00	7	0,809	37,34	46,17	1,87	2,31
3,30	12	0,805	63,69	79,15	3,18	3,96
3,60	14	0,751	65,17	86,80	3,26	4,34
3,90	18	0,747	83,39	111,60	4,17	5,58
4,20	27	0,694	116,12	167,40	5,81	8,37
4,50	34	0,640	127,34	198,87	6,37	9,94
4,80	23	0,687	92,43	134,53	4,62	6,73
5,10	48	0,584	163,96	280,75	8,20	14,04

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - riporto	14,4	0,90	47,78	90,02	100	41,92
[2] - sabbia e argillasabbia con argilla	10,28	3,00	34,43	65,71	68,64	33,61
[3] - sabbia debolmenteghiosa	26,41	3,90	50,96	93,67	92,48	59,63
[4] - sabbia ghiaiosa	59,4	5,10	68,39	100	100	89,37

Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] - riporto	14,4	0,90	14,4	31,11	24,11	32,03	34,71	35,26	40,6	30-32	29,7	31,32	41,97	31,97
[2] - sabbia e argillasabbia con argilla	10,28	3,00	10,28	29,94	22,94	30,88	31,05	33,78	37,2	<30	27,42	30,08	38,01	29,34
[3] - sabbia debolmenteghiosa	26,41	3,90	26,41	34,55	27,55	35,39	31,32	38,83	41,11	32-35	115	34,92	45,2	37,98
[4] - sabbia ghiaiosa	59,4	5,10	59,4	43,97	36,97	44,63	31,95	42,68	42	>38	44,8582	44,82	51,39	49,47

Segrate

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - riporto	14,4	0,90	14,4	270,86	115,20	170,62	288,00	147,00
[2] - sabbia e argillasabbia con argilla	10,28	3,00	10,28	228,86	82,24	122,00	257,10	126,40
[3] - sabbia debolmenteghiosa	26,41	3,90	26,41	366,82	211,28	312,34	378,08	207,05
[4] - sabbia ghiaiosa	59,4	5,10	59,4	550,13	475,20	701,62	625,50	372,00

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m ³)
[1] - riporto	14,4	0,90	14,4	Meyerhof ed altri	1,86
[2] - sabbia e argillasabbia con argilla	10,28	3,00	10,28	Meyerhof ed altri	1,74
[3] - sabbia debolmenteghiosa	26,41	3,90	26,41	Meyerhof ed altri	2,10
[4] - sabbia ghiaiosa	59,4	5,10	59,4	Meyerhof ed altri	2,28

Peso unità di volume saturo

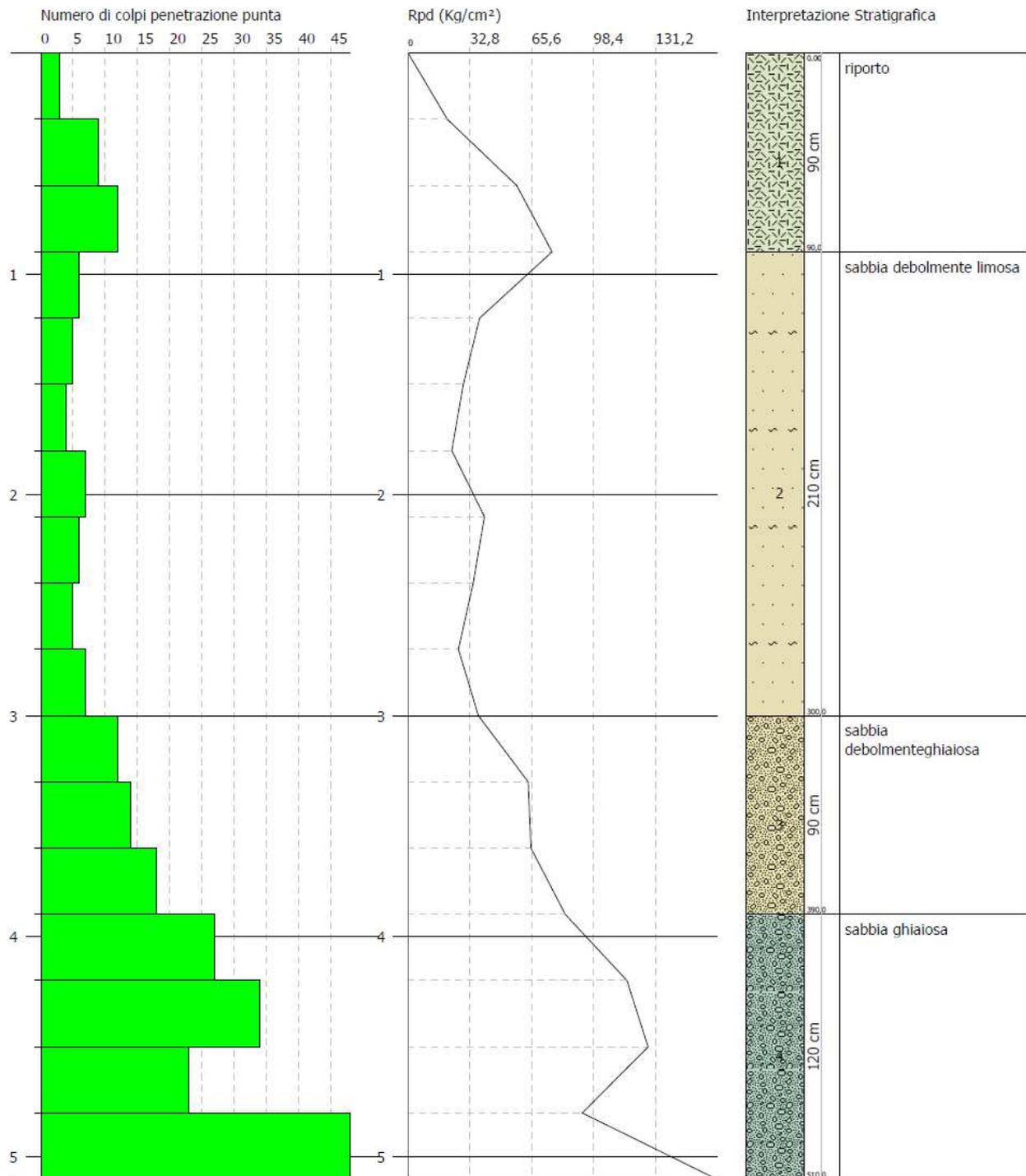
	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m ³)
[1] - riporto	14,4	0,90	14,4	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,95
[2] - sabbia e argillasabbia con argilla	10,28	3,00	10,28	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,92
[3] - sabbia debolmenteghiosa	26,41	3,90	26,41	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,50
[4] - sabbia ghiaiosa	59,4	5,10	59,4	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,50

Segrate

Committente: Trafiltubi
 Cantiere: Segrate
 Località: Novegro

Data: 26/04/2019

Scala 1:26



Segrate

PROVA ... Nr. CPT1

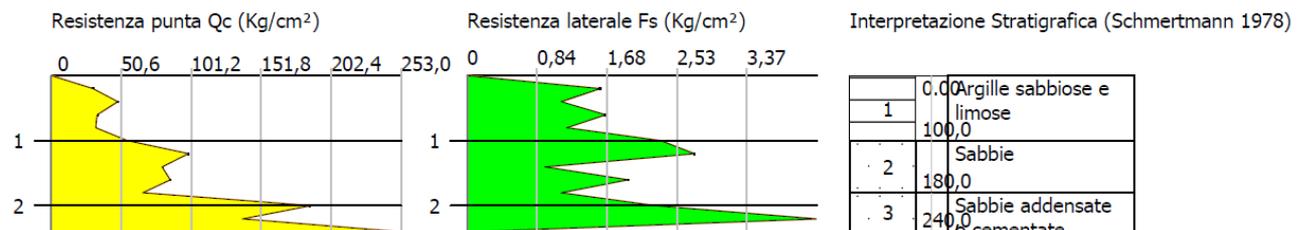
Committente: Trafiltubi
 Strumento utilizzato: PAGANI 100 kN
 Prova eseguita in data: 26/04/2019
 Profondità prova: 2,40 mt
 Località: Novrego

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	30,00	50,0	30,0	1,6	18,75	5,3
0,40	48,00	72,0	48,0	1,133	42,365	2,4
0,60	33,00	50,0	33,0	1,667	19,796	5,1
0,80	32,00	57,0	32,0	1,2	26,667	3,8
1,00	55,00	73,0	55,0	2,333	23,575	4,2
1,20	99,00	134,0	99,0	2,733	36,224	2,8
1,40	80,00	121,0	80,0	0,933	85,745	1,2
1,60	86,00	100,0	86,0	1,933	44,49	2,2
1,80	66,00	95,0	66,0	1,133	58,252	1,7
2,00	187,00	204,0	187,0	2,267	82,488	1,2
2,20	138,00	172,0	138,0	4,2	32,857	3,0
2,40	253,00	316,0	253,0	0,0		0,0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
1,00	39,6	1,587	2,0	Incoerente	Argille sabbiose e limose
1,80	82,75	1,683	2,1	Incoerente	Sabbie
2,40	192,667	2,156	2,1	Incoerente	Sabbie addensate e ghiaie

Committente: Trafiltubi
 Cantiere: Segrate
 Località: Novrego

Data: 26/04/2019



Segrate



Provincia di Milano



TRAFILTUBI
TUBI DI ACCIAIO TRAFILATI A FREDDO



Comune di Segrate



0	Aprile 2019	A. Carpena	A. Carpena	
REV.	DATA	REDAZIONE	APPROVAZIONE	MODIFICHE



GEOREFLEX srl
GEOLOGIA-GEOFISICA-TOPOGRAFIA

sede legale: Via Carlo Fioruzzi, 15 - 29121 - Piacenza (PC) Tel.: 0523-454042 fax: 0523/462427
<http://www.georeflex.it> - E-mail: info@georeflex.it



GEOLOGIA E GEOFISICA

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	3
2. ANALISI DEI MICROTREMORI.....	4
2.1 DESCRIZIONE DEL METODO.....	4
2.2 STRUMENTAZIONE E CRITERI DI ACQUISIZIONE.....	5
2.3 ELABORAZIONE DATI.....	7
3. CALCOLO DELLE VS30.....	9

GEOREFLEX S.r.l.

Sede legale: Via Carlo Fioruzzi, 15 – 29121 Piacenza (PC)

Reg. Imprese PC n° 01164400333 – REA 131568 Cod.Fisc./Partita IVA: 01164400333

Tel.: 0523/454042 Fax: 0523/462427- <http://www.georeflex.it> - E mail: info@georeflex.it



GEOLOGIA E GEOFISICA

1. INTRODUZIONE

Su incarico della società **TRAFILTUBI Srl (via A. Corelli, 180 – Novegro di Segrate)**, è stata eseguita un'indagine geofisica nell'ambito del Progetto di Realizzazione di un nuovo capannone ad uso magazzino a servizio dell'attività presso Via A. Corelli – frazione di Novegro, nel Comune di Segrate (MI). Lo studio si articola attraverso lo sviluppo dei seguenti punti:

- a. Inquadramento territoriale e sismico.
- b. Analisi della Risposta Sismica Locale (RSL); a tal fine, è stata eseguita, nelle immediate vicinanze del lotto, in data 17 aprile 2019, nr. 1 analisi dei microtremori (ReMi). L'indagine è finalizzata al calcolo delle Vseq (valore medio delle velocità di taglio) e alla definizione del suolo di fondazione sulla base della nuova classificazione sismica del territorio nazionale e del Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 (pubblicato sul Suppl. Ordinario nr. 8 della Gazzetta Ufficiale – Serie Generale nr. 42 del 20 febbraio 2018 – Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”).

NOTA: Il presente studio è stato anche inquadrato nell'ambito delle procedure proposte dalla Regione Lombardia e contenute nell'Allegato 5 alla DGR n. 1566/05 e aggiornate con il DGR n. 7374/08, che fornisce gli indirizzi e i criteri attuativi per l'analisi e la valutazione degli effetti sismici di sito per la definizione dell'aspetto sismico.

GEOREFLEX S.r.l.

Sede legale: Via Carlo Fioruzzi, 15 – 29121 Piacenza (PC)

Reg. Imprese PC n° 01164400333 – REA 131568 Cod.Fisc./Partita IVA: 01164400333

Tel.: 0523/454042 Fax: 0523/462427- <http://www.georeflex.it> - E mail: info@georeflex.it



GEOLOGIA E GEOFISICA

2. ANALISI DEI MICROTREMORI

2.1 Descrizione del metodo

La determinazione delle Vs30 risulta essere fondamentale per la definizione dei suoli secondo l'inquadramento della nuova normativa tecnica in materia di progettazione antisismica.

Per tale valutazione, oltre alla sismica in foro (downhole e crosshole) ed alla sismica di superficie (rifrazione e riflessione ad onde S) metodi alternativi di modellazione del sottosuolo basati sull'analisi delle onde superficiali (Rayleigh) hanno assunto importanza progressivamente crescente negli ultimi anni.

Tra le varie tecniche disponibili, l'analisi dei microtremori risulta essere particolarmente soddisfacente sia dal punto di vista dei risultati che dal punto di vista economico, essendo realizzabile con procedure operative molto simili a quelle impiegate per la sismica di superficie convenzionale.

Nel caso specifico tuttavia i tempi di registrazione dei files sismici devono essere necessariamente più lunghi, generalmente non inferiori ai 15 secondi.

Le geometrie e la strumentazione di acquisizione devono essere in grado di fornire informazioni sulle onde di superficie internamente ad una banda di frequenza che va dai 2 ai 40 Hz circa.

L'elaborazione del segnale consiste nel trasformare le registrazioni effettuate in spettri bidimensionali di tipo "*slowness-frequency*" che permettono, attraverso un *picking* manuale, la definizione di una curva di dispersione caratteristica del moto sismico in superficie, strettamente correlata ai valori Vs relativi ai terreni prossimi alla superficie.

L'inversione di questa curva consente di ricostruire l'andamento delle velocità delle onde S con la profondità, da cui poi risulta agevole determinare le Vs30.

Il software con cui è stato realizzato questo tipo di elaborazione è denominato **ReMi** e viene prodotto dalla Optim LLC (Reno, Nevada, USA).

GEOREFLEX S.r.l.

Sede legale: Via Carlo Fioruzzi, 15 – 29121 Piacenza (PC)

Reg. Imprese PC n° 01164400333 – REA 131568 Cod.Fisc./Partita IVA: 01164400333

Tel.: 0523/454042 Fax: 0523/462427- <http://www.georeflex.it> - E mail: info@georeflex.it



GEOLOGIA E GEOFISICA

2.2 Strumentazione e criteri di acquisizione

Per l'acquisizione sismica è stato impiegato un sismografo a 24 canali (**GEODE**) facente parte della gamma dei prodotti Geometrics Ltd; questo strumento è dotato di un convertitore analogico – digitale a 24 bit che permette intervalli di campionamento estremamente ridotti (da 0.02 ms a 16 ms), di un *range* dinamico di sistema di ben 144 dB e di un'ampia banda di ingresso (da 1.75 Hz a 20 kHz), in grado di riprodurre in modo molto accurato il segnale sismico.



Figura 1: Stendimento sismico con interasse 4 metri.

I sensori disposti sul terreno sono geofoni caratterizzati da una frequenza di smorzamento di 4.5 Hz (**Figura 2**). La geometria di acquisizione in campagna è stata realizzata mediante l'allineamento di nr. 24 geofoni con spaziatura costante pari a 4 metri.

GEOREFLEX S.r.l.

Sede legale: Via Carlo Fioruzzi, 15 – 29121 Piacenza (PC)

Reg. Imprese PC n° 01164400333 – REA 131568 Cod.Fisc./Partita IVA: 01164400333

Tel.: 0523/454042 Fax: 0523/462427 - <http://www.georeflex.it> - E mail: info@georeflex.it



Figura 2: Geofono da 4.5 Hz e cavo sismico.

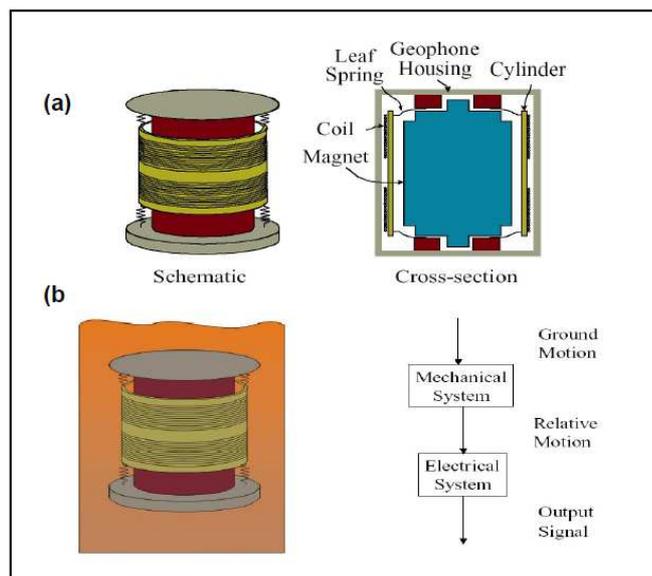


Figura 3: Schema funzionamento geofoni rilevatori.

GEOREFLEX S.r.l.

Sede legale: Via Carlo Fioruzzi, 15 – 29121 Piacenza (PC)

Reg. Imprese PC n° 01164400333 – REA 131568 Cod.Fisc./Partita IVA: 01164400333

Tel.: 0523/454042 Fax: 0523/462427- <http://www.georeflex.it> - E mail: info@georeflex.it



GEOLOGIA E GEOFISICA

2.3 Elaborazione dati

I dati, acquisiti in formato SEG-2, sono stati trasferiti su PC e convertiti in un formato compatibile (SEG-Y) con il software **ReMi** impiegato per l'elaborazione.

Ciascuna delle registrazioni effettuate, è stata convertita in uno spettro *frequency – slowness*, sul quale è stata interpretata la curva di dispersione relative alle componenti in frequenza dei tremori alla quale è sottoposto il sottosuolo del sito in esame.

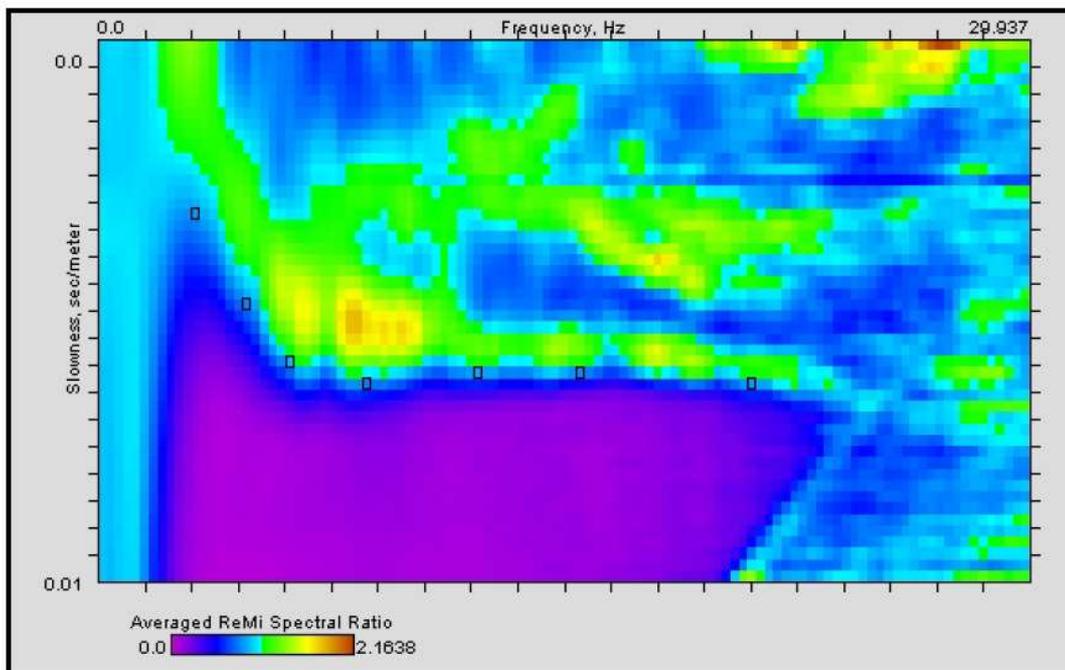


Figura 4: Grafico illustrante un esempio di spettro di tipo “frequency – slowness” e picking della curva di dispersione.

L'inversione della curva di dispersione, ha consentito la valutazione dell'andamento delle Vs con buona affidabilità fino a circa 40 metri di profondità.

GEOREFLEX S.r.l.

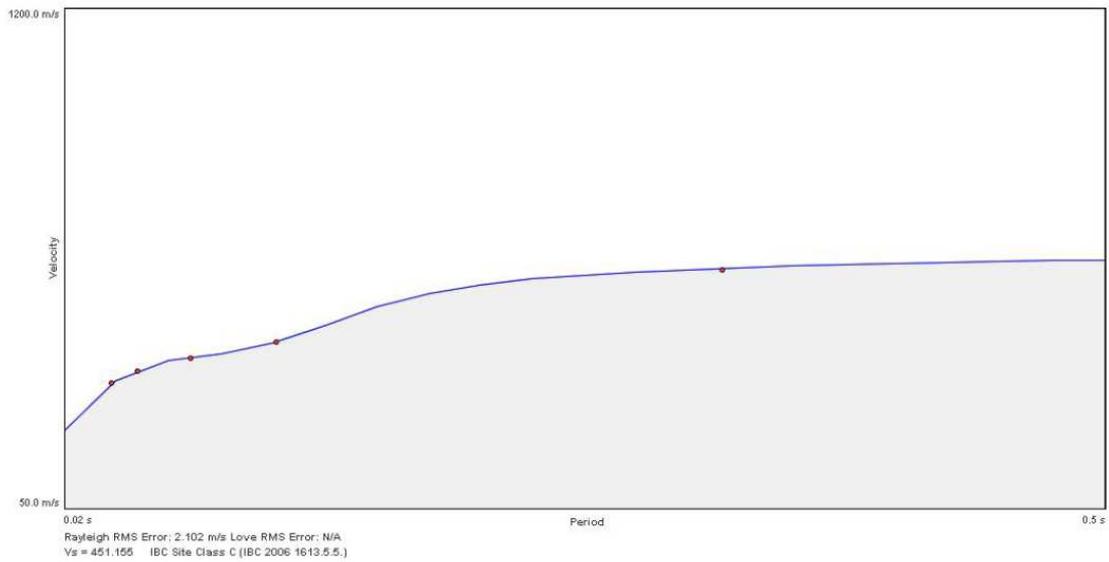
Sede legale: Via Carlo Fioruzzi, 15 – 29121 Piacenza (PC)

Reg. Imprese PC n° 01164400333 – REA 131568 Cod.Fisc./Partita IVA: 01164400333

Tel.: 0523/454042 Fax: 0523/462427- <http://www.georeflex.it> - E mail: info@georeflex.it



GEOLOGIA E GEOFISICA



	Density	Shear Velocity
4.0 m	1.835 g/cc	250.168 m/s
	1.878 g/cc	553.455 m/s
12.6 m	1.857 g/cc	425.0 m/s
24.2 m	1.963 g/cc	718.812 m/s
40.0 m		

Figura 5: Grafico illustrante i risultati dell'inversione della curva di dispersione stimata.

GEOREFLEX S.r.l.

Sede legale: Via Carlo Fioruzzi, 15 – 29121 Piacenza (PC)

Reg. Imprese PC n° 01164400333 – REA 131568 Cod.Fisc./Partita IVA: 01164400333

Tel.: 0523/454042 Fax: 0523/462427- <http://www.georeflex.it> - E mail: info@georeflex.it

Segrate

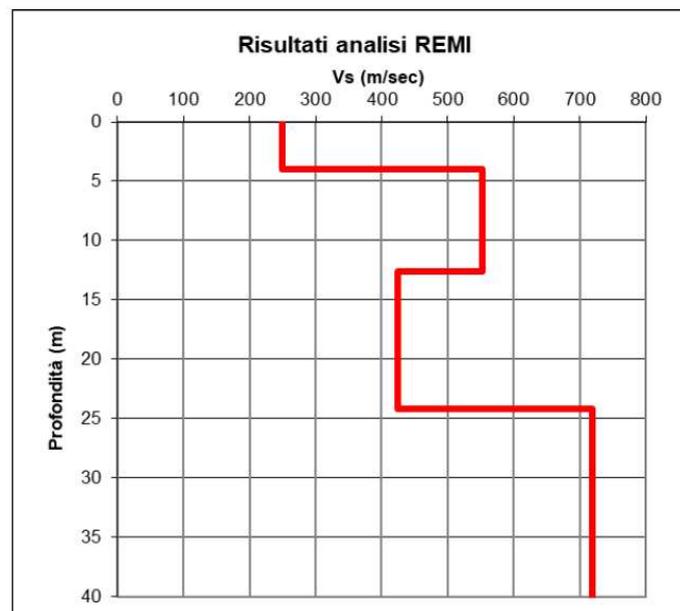


GEOLOGIA E GEOFISICA

3. CALCOLO DELLE V_{s30}

Per il calcolo delle $V_{s,eq}$, sulla base dei dati ottenuti dalle indagini dei microtremori (ReMI), è stata impiegata la formula riportata nel D.M. del 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" così di seguito enunciata:

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



con:

- h_i spessore dell' i -esimo strato;
- $V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;
- N numero di strati;
- H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

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

GEOREFLEX S.r.l.

Sede legale: Via Carlo Fioruzzi, 15 – 29121 Piacenza (PC)

Reg. Imprese PC n° 01164400333 – REA 131568 Cod.Fisc./Partita IVA: 01164400333

Tel.: 0523/454042 Fax: 0523/462427- <http://www.georeflex.it> - E mail: info@georeflex.it

Segrate



GEOLOGIA E GEOFISICA

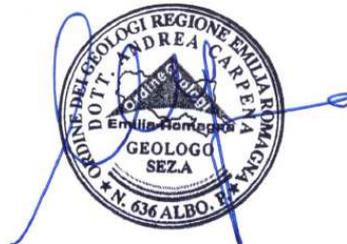
NOTA: per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 metri, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro V_{s30} , ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Strato (n)	Spessore (m)	Velocità (m/sec)
1	4	250
2	9	553
3	12	425
4	6	719

$V_{s,eq} = 448$ m/sec

GEOREFLEX S.r.l.

Sede legale: Via Fioruzzi n. 15 - 29100 Piacenza (PC)
 Capitale sociale Euro 30.000,00 i.v.
 Reg. Imprese PC n° 0116440333 - REA 131568
 c.f. 01164400333
 p.IVA 01164400333



GEOREFLEX S.r.l.

Sede legale: Via Carlo Fioruzzi, 15 - 29121 Piacenza (PC)
 Reg. Imprese PC n° 01164400333 - REA 131568 Cod.Fisc./Partita IVA: 01164400333
 Tel.: 0523/454042 Fax: 0523/462427 - <http://www.georeflex.it> - E mail: info@georeflex.it