

Arch. Enrico Salvalai

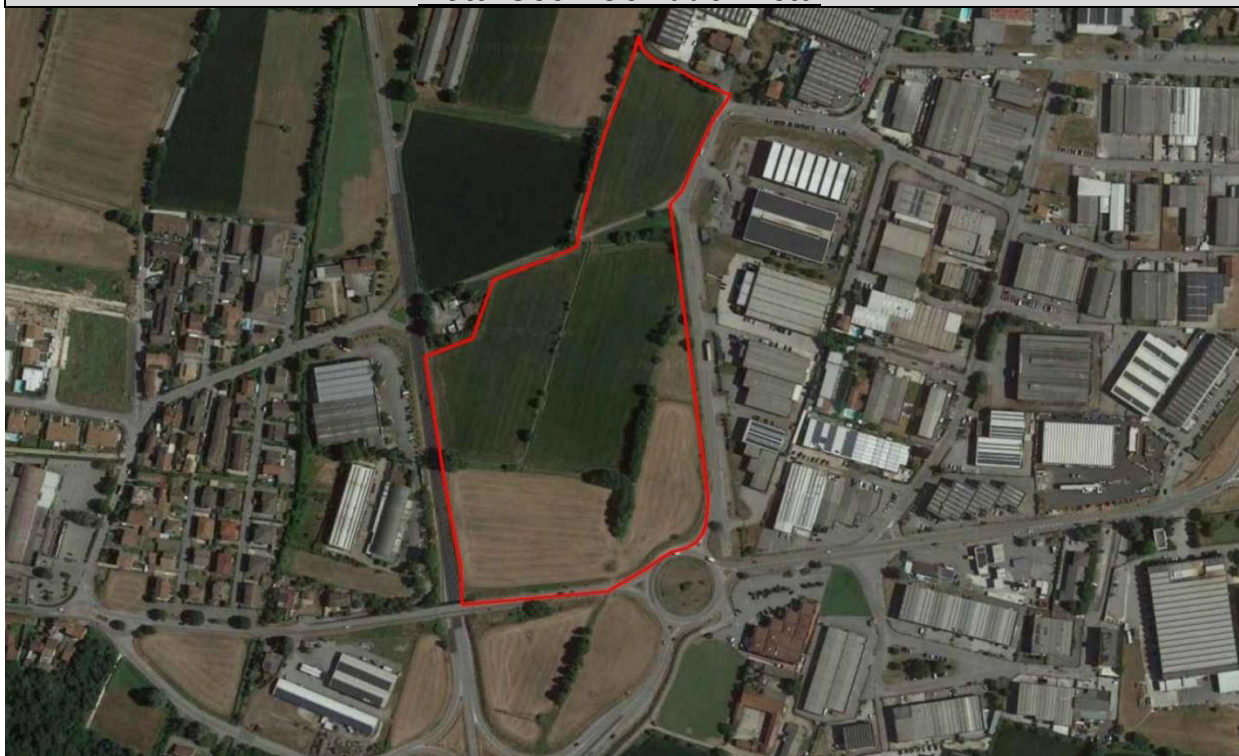
Via Panoramica 27, Zone (Bs)
mail: enrico.salvalai@gmail.com
enrico.salvalai@archiworldpec.it
C.F. SLV NRC 77E20 E333J
P.IVA 02520020989



COMUNE DI MANERBIO

PIANO ATTUATIVO CONFORME AL PGT
“ADT n. 4” - PRODUTTIVO
art. 14 c.1 della L.R. 12/2005

B.1.5 - Relazione geologica ADT4
Dott. Geol. Corrado Aletti



Committente:

LO.GI.MAN. S.R.L. a socio unico con sede in Crema (CR), Via Della Fiera n. 12 capitale euro 1.000.000,00 iscritta nel Registro delle Imprese di Cremona, Mantova, Pavia e Codice Fiscale 01332100195, N. REA CR, 162193, Partita IVA 01332100195
Dott. Luigi Brega

Zone, Aprile 2026



Il tecnico:

Arch. Enrico Salvalai

Documento informatico firmato digitalmente ai sensi del D.Lgs 82/2005 s.m.i. e norme collegate

Arch. Enrico Salvalai

Via Panoramica 27 - 25050 Zone (Bs)
Cell. +39.3477172565
E-mail enrico.salvalai@gmail.com

REGIONE LOMBARDIA

PROVINCIA DI BRESCIA

COMUNE DI MANERBIO



STUDIO GEOLOGICO E GEOTECNICO

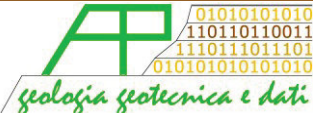


Elaborato

PIANO ATTUATIVO CONFORME AL PGT AMBITO DI TRASFORMAZIONE 4 DESTINAZIONE PRODUTTIVA

L.R. 12/2005 – L.R. 04/2016 – R.R. 7 del 23.11.2017 – R.R. 8 del
19.04.2019

Committente	 Logiman IMMOBILI INDUSTRIALI Lo. Gi. Man srl	
Estensore	 geologia, geotecnica e dati A. & P. sas	
Informazioni documento		
Operazione	Soggetto	Data
Redatto	A & P sas – Dr. ssa Gallo Samanta	20.05.2025
Approvato	A & P sas – Dr. Aletti Corrado	23.05.2025
File	relazione adt4.docx	
Commessa	2025.05.170	

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	1 di 49
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

INDICE

1. Introduzione	4
2. Inquadramento geografico	6
3. Inquadramento geologico morfologico e idrogeologico	8
3.1. Litostratimetria dell'area	10
3.2. Idrogeologia e vulnerabilità naturale	11
4. Sismica	13
4.1. Indagine sismica	14
4.1.1. Tecnica di misurazione e strumentazione.....	14
4.1.2. Effetti di sito: risposta sismica locale	15
4.1.3. Profilo velocità delle onde S e classificazione del sottosuolo da NTC	16
4.1.4. Vulnerabilità sismica dell'opera	18
4.1.5. Risultati dell'analisi	19
4.2. Analisi di II livello di dettaglio	20
4.3. Parametri sismici	22
4.4. Stima della magnitudo di riferimento	23
4.4.1. Verifica alla liquefazione.....	26
5. Sintesi e Vincoli	30
6. Fattibilità	31
7. Geotecnica	32
7.1. Modello geotecnico	35
7.2. Analisi delle soluzioni fondali	36
7.3. Calcolo della capacità portante	37
7.3.1. Approccio 2 combinazione unica A1+M1+R3	37
7.4. Calcolo dei cedimenti.....	38
7.5. Terre da scavo.....	39

8. Indicazioni riguardo l'invarianza	42
9. Conclusioni	44
10. Tabella riassuntiva parametri geologici	45

1. INTRODUZIONE

La presente relazione è stata redatta a corredo del piano attuativo di un'area produttiva in Comune di Manerbio, in Provincia di Brescia, ai sensi della normativa vigente (L.R. 12/2005; D.G.R. 8/7374/08; D.M. 17/01/18) inerente la componente geologica nella pianificazione territoriale contenuta nella D.G.R. n. VIII/1566 del 22.12.2005. Questo documento amplierà la conoscenza del territorio oggetto di variante e delle differenti fonti di rischio in relazione alle caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche, sismiche e geotecniche. In questa ottica sono state valutate le possibili fonti di rischio approfondendo ovviamente le tematiche più significative nel contesto del territorio indagato. In conformità alla normativa vigente, la metodologia adottata si fonda su tre successive fasi di lavoro:

sintesi bibliografica e compilativa, basata sulla raccolta della documentazione esistente per la predisposizione della cartografia di analisi;

approfondimento/integrazione che, a partire dalla documentazione di cui alla fase precedente, ha previsto l'effettuazione di rilievi di campagna;

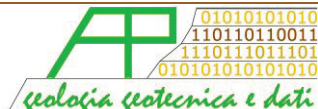
valutazione, definita tramite le carte di sintesi e di fattibilità geologica, che propongono rispettivamente una zonizzazione del territorio in funzione dello stato di pericolosità e una classificazione d'uso dello stesso.

Allo scopo di determinare le caratteristiche geolitologiche e litotecniche dei terreni presenti in sito sono state effettuate n. 1 prova penetrometrica statica con penetrometro da 20 tonnellate (CPT) e n. 1 prova penetrometrica dinamica superpesante (DPSH). Per quanto riguarda la verifica sismica di dettaglio è stata effettuata un'analisi mediante la tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio). La relazione è stata corredata dai seguenti allegati:

Allegato 1 – Ubicazione indagini

Allegato 2 – Prove penetrometriche

Considerata la tipologia dell'intervento e la situazione al contorno si è ritenuto sufficiente lo studio ed il rilievo delle aree direttamente coinvolte e di un limitato intorno e lo sviluppo in

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	4 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

stretta chiave geotecnica. Sono stati consultati gli elaborati della componente geologica del PGT per la valutazione delle problematiche di area vasta.

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area in variante è localizzata nel settore centro orientale del territorio comunale di Manerbio, lungo il margine W di Strada per Porzano, così come rappresentato in Figura 1.

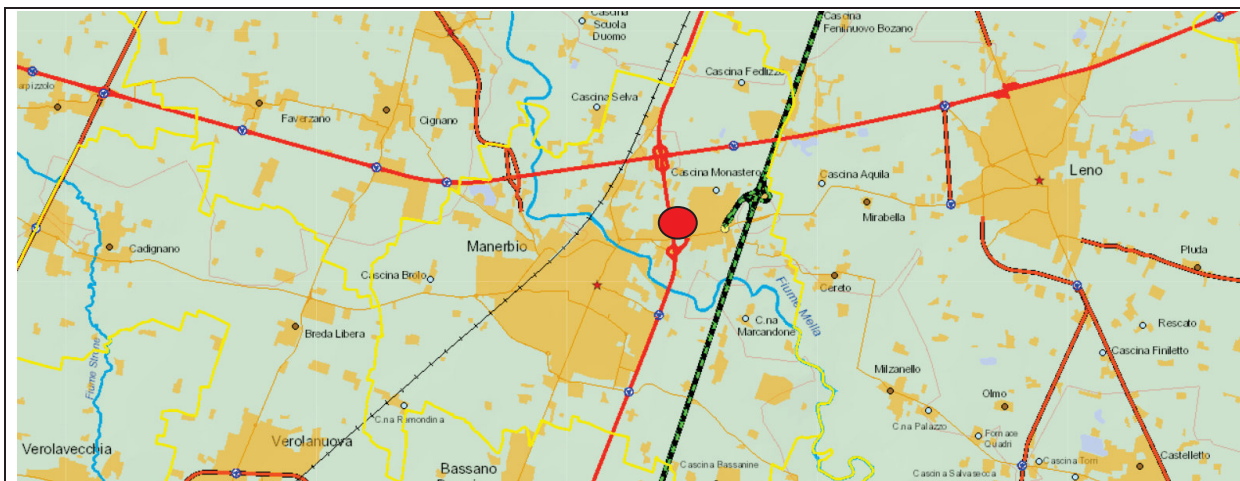


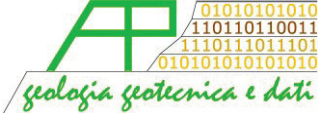
Figura 1 – Ubicazione dell'area in studio

Il piano interessa una superficie attualmente incolta avente superficie pari a 66230 m² (Figura 2).



Figura 2 – Foto aerea dell'area oggetto di variante

Il piano insisterà il Foglio 5, Mappali 89 e 90 e il Foglio 13, Mappali 5, 6, 12, 13, 14, 19, 193, 195, 206, 211, 213, 214, 215, 216, 449, 451, 484, 485, 589, 591, 592, 594, 595 e 596 dell'NCT del Comune di Manerbio come indicato in Figura 3.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	6 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

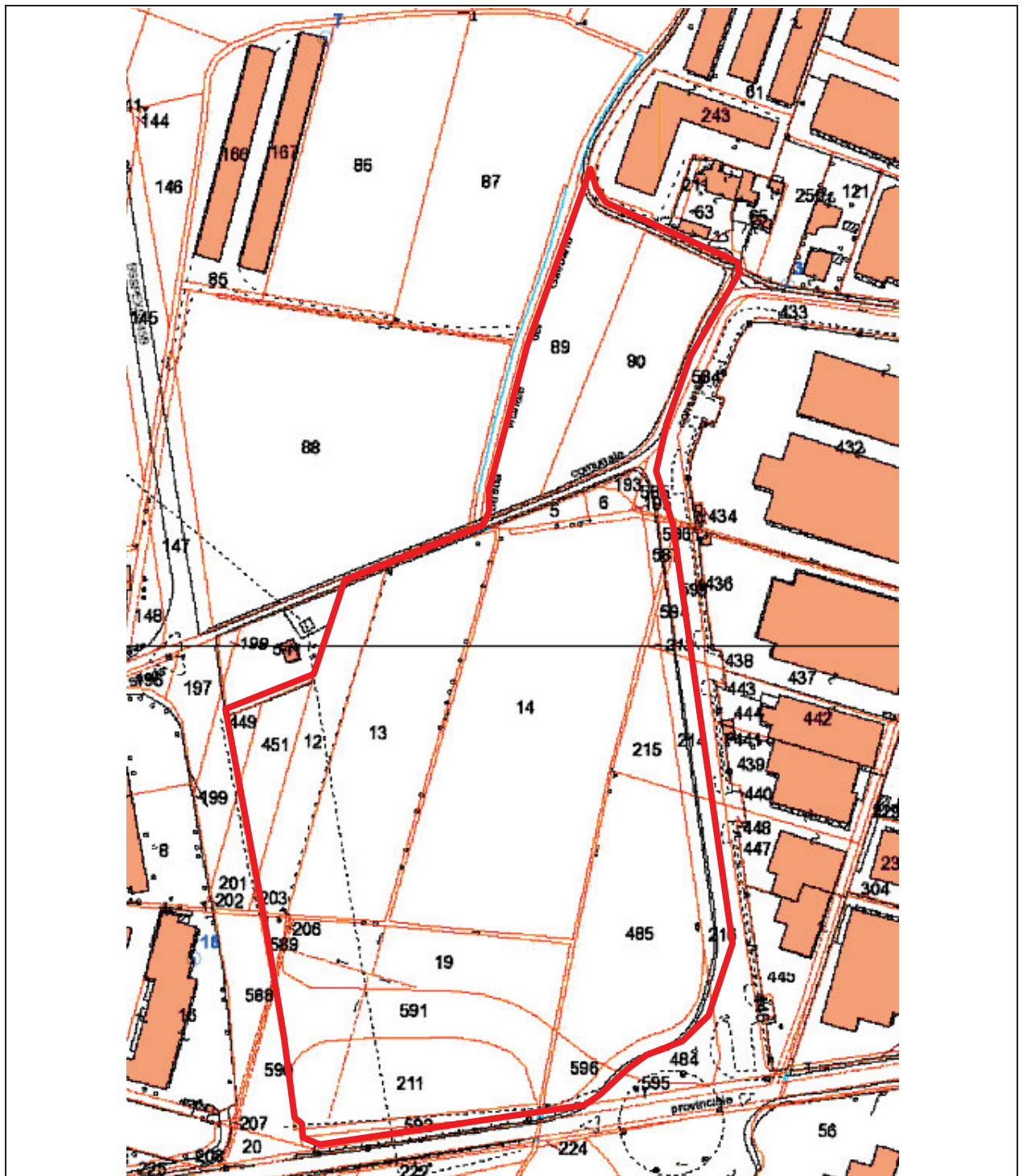
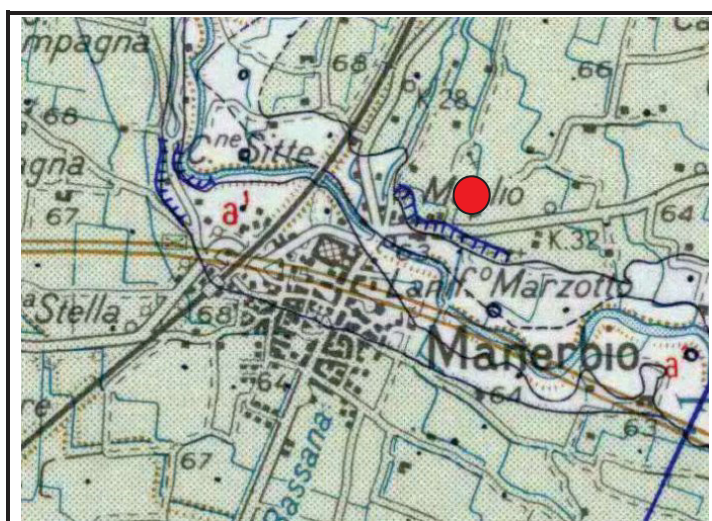


Figura 3 – Estratto mappa

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO MORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

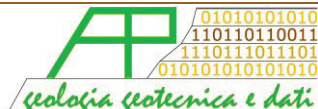
L'assetto geologico dell'area d'intervento è stato determinato durante il Quaternario continentale dagli intensi eventi deposizionali che hanno portato a colmamento il bacino Padano. In particolare, ci si riferisce al Pleistocene e all'Olocene, in cui la nota climatica dominante fu rappresentata da un ripetuto alternarsi di climi caldi e freddi, con una netta tendenza al progressivo raffreddamento, reso evidente con l'avvento delle glaciazioni. I depositi che caratterizzano l'abitato comunale di Manerbio sono legati alle dinamiche caratteristiche dell'ambiente fluvioglaciale e fluviale riferibili come età al Wurm e costituenti il **"livello fondamentale della pianura"** (f^w_g). La fase fluviale würmiana ha originato l'ultimo esteso colmamento della pianura nel Pleistocene. La successiva fase erosiva, iniziata nell'Olocene, è responsabile della zona ribassata delimitata da scarpate entro cui oggi scorre il fiume Mella, che attraversa il territorio comunale lungo il limite nord. La valle del Mella è caratterizzata da una porzione più esterna costituita dai terrazzi alluvionali antichi costituiti dalle alluvioni antiche (a^1) e una porzione più interna caratterizzata dalla piana alluvionale attuale del fiume, costituita dalle alluvioni recenti (a^2). L'area in esame si colloca al di sopra del livello fondamentale della pianura costituito dalle alluvioni fluvioglaciali e fluviali (f^w_g - cfr. Figura 4).



Legenda:

- f^w_g Alluvioni Fluvio-glaciali e fluviali
 a^1 Alluvioni antiche

Figura 4 – Stralcio della Carta Geologica d'Italia foglio Brescia

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	8 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

La litologia superficiale risulta costituita da terreni essenzialmente sabbiosi e sabbioso ghiaiosi, talora associati a frazioni fini limoso argillose, alternati senza l'evidenza di un limite preciso proprio perché legati alle dinamiche deposizionali fluviali, che costituiscono generalmente depositi gradati in senso orizzontale con diminuzione della granulometria allontanandosi dalle zone ad elevata energia (Figura 5).

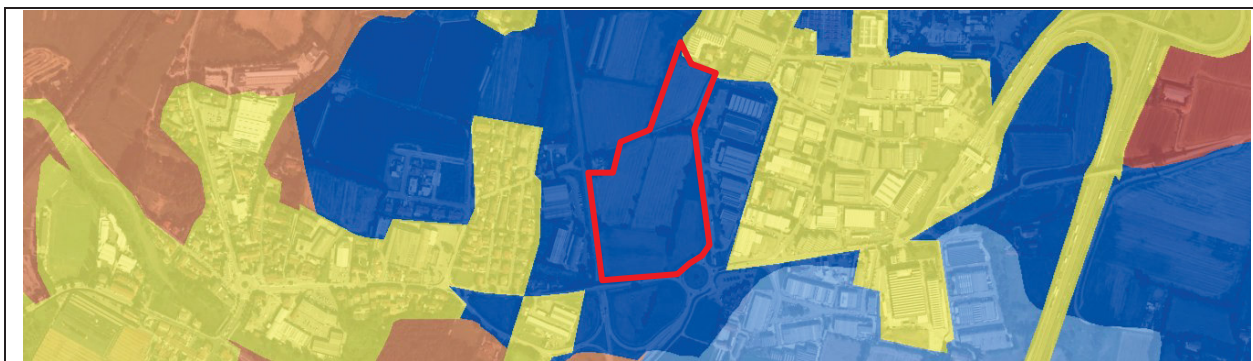


Figura 5 – Carta della litologia superficiale (blu = sabbie e ghiaie; azzurro = sabbie e ghiaie con argille, arancione = sabbie con limi e ghiaie)

L'area risulta subpianeggiante e si colloca a quote variabili da circa 66 a 64 m.s.m. con cadente topografica verso SSW e gradiente nell'ordine dello 0.3 %. L'idrografia al contorno è rappresentata dal Fiume Mella, che scorre a circa 400 m in direzione SSW ed a quote inferiori di oltre 10.00 metri, e dalla rete irrigua e scolante a tratti tombinata. Dal punto di vista idraulico l'area risulta esterna alle fasce fluviali del Piano PAI e risulta esterna alle zone allagabili perimetrate dal PGRA 2022 (Figura 6). Visto l'attuale assetto geoclimatico non sono stati rilevati forme o processi geomorfologici attivi e si esclude l'esondabilità del sito.



Figura 6 - Direttiva alluvioni 2007/60/CE – Revisione 2022

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	9 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

3.1. Litostratimetria dell'area

La litostratimetria dell'area è stata desunta dagli studi effettuati nella zona, ed in particolare dai dati riportati nei Quaderni dell'Istituto di Ricerca sulle Acque n.28. Sulla base dei dati acquisiti l'assetto stratigrafico si configura come rappresentato in Figura 7, conforme all'ambiente ed all'evoluzione deposizionale a cui è andata soggetta l'area, fortemente condizionata dalla dinamica fluvio-glaciale e fluviale legata ad ambienti ad moderata energia, con significative variazioni d'alveo e buona competenza.

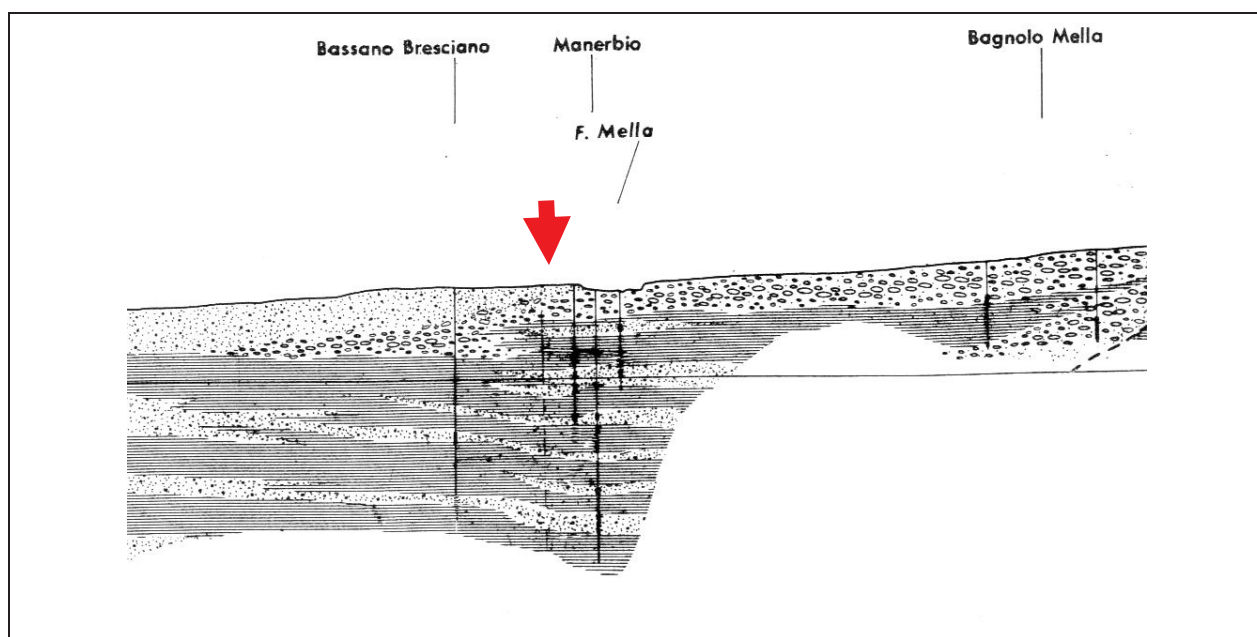


Figura 7 – Sezione S - N dell'area in studio

Per ricostruire la stratigrafia dei depositi, in sito è stata effettuata una prova penetrometrica statica con penetrometro da 20 tonnellate (CPT) ed una prova penetrometrica dinamica superpesante (DPSH) spinte sino ad una profondità massima di circa 7.00 m da p.c.. Al di sotto di un primo livello di copertura costituito da suolo dello spessore di circa 0.40 m, si rinvenivano depositi prevalentemente limosi e limoso sabbiosi sino a circa 1.80/2.00 m da p.c.. Da questa profondità e sino a circa 4.60 m da p.c. sono presenti depositi sabbiosi a granulometria grossolana ben addensati. Segue nuovamente, da circa 4.60 a 5.60 m da p.c., un livello limoso e limoso sabbioso e quindi, da 5.60 a 7.00 m da p.c. nuovamente depositi sabbiosi grossolani addensati. La falda è stata rilevata durante la campagna geognostica del

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	10 di 49
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

Maggio 2025 a circa 6.40 m da p.c.. Questo dato è coerente con i contenuti della componente geologica del PGT del Comune di Manerbio dove per l'area in esame si evidenzia una soggiacenza variabile da circa 7 a 9 m, infatti il sito si colloca poco a N dell'isopieza 56 (Figura 8).

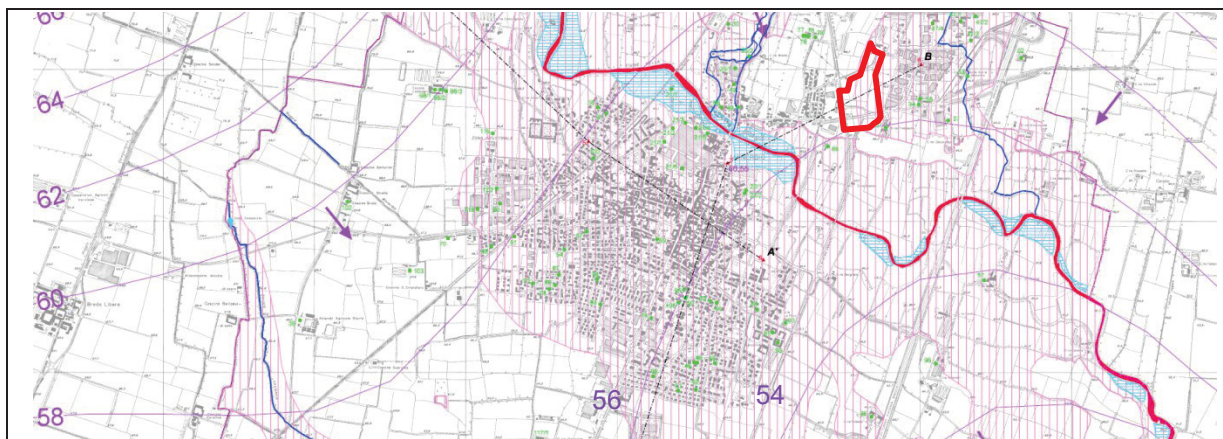


Figura 8 – Carta idrogeologica (da PGT)

Considerata l'esiguità delle misurazioni e la mancanza di una serie storica di dati non è possibile fornire un valore attendibile dell'intervallo di oscillazione della falda freatica.

3.2. Idrogeologia e vulnerabilità naturale

Le informazioni stratigrafiche rilevate in campo e gli studi eseguiti nell'area e nel suo contorno, permettono di definire con sufficiente precisione le caratteristiche idrogeologiche sia generali che locali. I depositi che caratterizzano il territorio indagato sono caratterizzati prevalentemente sabbie grossolane, accompagnate localmente da coperture limose e limoso sabbiose di ridotto spessore e per tale motivo possono essere considerati depositi a discreta permeabilità. In considerazione della finalità dell'indagine è stato valutato il rischio di inquinamento delle acque sotterranee. La soggiacenza della falda è stata misurata direttamente in sito durante la campagna geognostica del Maggio 2025 ed è risultata pari a 6.40 m. Per i fattori sopra illustrati si ritiene di attribuire un grado di vulnerabilità alto, riferito alla falda superficiale, valutato secondo la metodologia proposta dal GNDICI-CNR, così come rappresentato in Figura 9.

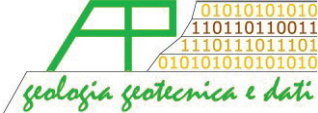
	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	11 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

Grado di vulnerabilità	Litologia di superficie	Profondità del tetto delle ghiaie	Caratteristiche dell'acquifero
Basso	Argilla Limo	> 10 m > 10 m	confinata/libera confinata
Medio	Argilla Limo Limo Sabbia/ghiaia	< 10 m < 10 m > 10 m > 10 m	confinata/libera confinata libera confinata
Alto	Limo Sabbia Sabbia Ghiaia	< 10 m > 10 m < 10 m < 10 m	libera libera confinata confinata
Elevato	Sabbia Ghiaia	< 10 m >10m – <10m	libera libera
Estremamente Elevato	Ghiaia	0 m	alveo

Figura 9 – Tabella per la valutazione della vulnerabilità idrogeologica (GNDCI-CNR)

4. SISMICA

La verifica del rischio sismico si è resa altresì necessaria in merito alla recente adozione, con Ordinanza del Presidente del Consiglio in data 20 marzo 2003, pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n° 105 del 08 maggio 2003, dei criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e delle normative tecniche per le costruzioni in zona sismica, così come modificata dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio n° 3316. Secondo tale ordinanza, in prima applicazione, ovvero sino alle deliberazioni delle Regioni, le zone sismiche sono individuate sulla base del documento "Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale" elaborato dal Gruppo di Lavoro costituito dal Servizio Sismico Nazionale, in base alla risoluzione approvata dalla Commissione Nazionale di Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi nella seduta del 23 aprile 1997. L'entrata in vigore di tale ordinanza è stata più volte prorogata sino al 01 luglio 2009, quando con l'entrata in vigore delle "Norme tecniche per le costruzioni" il grado di sismicità è stato riconfermato, così come modificato dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio n° 3316 e n° 3431. La classificazione proposta ordina il territorio comunale di Manerbio (codice ISTAT 03017103) come ricadente nella zona 3 a cui corrisponde un'accelerazione orizzontale compresa tra 0,05 e 0,15 a_g/g con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni. **La riclassificazione della Regione Lombardia (Delibera Giunta Regionale 11 luglio 2014 n. X/2129) in vigore dal 11.04.2016 ha riproposto per il Comune di Manerbio la classe 3** (Figura 10). In riferimento alla pericolosità sismica locale (studio di I livello), l'area ricade nella classe Z4a (Figura 11), ovvero *Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi fluviali granulari e/o coesivi*, le cui problematiche sono legate all'amplificazione litologica. Dagli approfondimenti eseguiti non si riscontrano amplificazioni topografiche. Viene pertanto attribuita la classe topografica T1. Per le analisi sismiche di approfondimento è stata effettuata una verifica sismica di dettaglio condotta mediante la tecnica HVSR. Sulla base dei dati sito specifici ricavati da suddetta indagine è stata poi effettuata l'analisi di II livello per la stima dei fattori di amplificazione

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	13 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

litologica obbligatoria per lo scenario di pericolosità Z4. Di seguito sono riportati i risultati delle indagini.

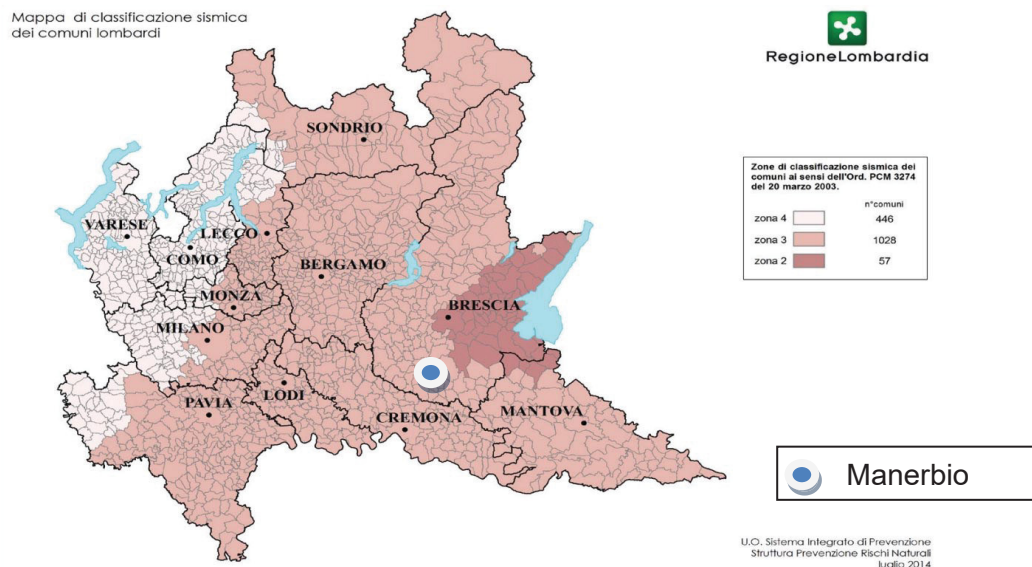


Figura 10 - Riclassificazione sismica 2014



Figura 11 – Stralcio carta della Pericolosità Sismica Locale (PGT)

4.1. Indagine sismica

4.1.1. Tecnica di misurazione e strumentazione

La tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) consiste nel misurare direttamente, sfruttando il rumore di fondo ambientale (microtremori), le frequenze di risonanza degli edifici e dei terreni costituenti il sottosuolo, allo scopo di stimare gli effetti di sito e la vulnerabilità sismica dell'opera. Per rumore ambientale di fondo s'intende l'insieme delle vibrazioni che si propagano nel terreno dovute sia a fenomeni naturali, moto ondoso,

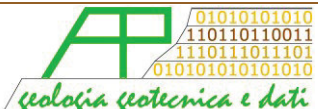
	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	14 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

perturbazioni atmosferiche, ecc., sia all'azione antropica, traffico veicolare, macchinari, ecc.. Si è riconosciuto, a partire dagli anni settanta, che i microtremori tendono a eccitare le frequenze naturali di oscillazione dei terreni, permettendone l'individuazione. In pratica ciò che viene misurato sono, in certo intervallo di frequenze, solitamente 0.1-100 Hz, le velocità dei microtremori lungo il piano orizzontale e verticale (H e V) e il rapporto fra le due componenti (H/V). I valori di massimo locale (picchi positivi) di H/V ai quali corrispondono minimi locali di V individuano le frequenze di risonanza degli strati di terreno lungo la verticale di misura. Più elevato è il valore del rapporto H/V maggiore è il contrasto di impedenza sismica e quindi la variazione di velocità delle onde S fra livelli stratigrafici contigui. La tecnica HVSR richiede l'utilizzo di un tromografo digitale, cioè di un sismometro a stazione singola in grado di registrare i microtremori lungo le due direzioni orizzontali (X, Y) e lungo quella verticale (Z), in un ampio intervallo di frequenze (0.1-100 Hz) e per una durata sufficientemente lunga (mediamente 10-20 minuti). Il moto indotto nel terreno viene misurato in termini di velocità attraverso tre velocimetri, uno per ogni direzione di misura (X, Y e Z), secondo il passo di campionamento impostato dall'operatore. Le misure registrate vengono poi elaborate e restituite graficamente in forma di spettri H/V (rapporto H/V in funzione della frequenza, dove H è la media delle misure lungo X e Y) e spettri V (componente verticale del moto in funzione della frequenza). Attraverso la tecnica HVSR è possibile:

- valutare in maniera quantitativa gli effetti di sito (risposta sismica locale e liquefazione);
- ricavare il profilo delle velocità delle onde S con la profondità e calcolare il parametro V_{seq} ;
- analizzare la vulnerabilità sismica degli edifici, esistenti o in progetto.

4.1.2. Effetti di sito: risposta sismica locale

Le onde di taglio (S) sono le principali responsabili delle lesioni che subiscono gli edifici durante un evento sismico. Infatti, mentre le onde di compressione (P) agiscono sulle sovrastrutture in direzione prevalentemente verticale (moto sussultorio), le onde S sollecitano le stesse con forze di taglio lungo il piano orizzontale (moto ondulatorio), dove gli elementi

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	15 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

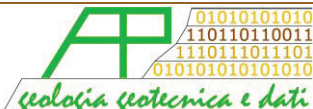
strutturali sono più vulnerabili. Nelle analisi di pericolosità sismica è quindi fondamentale esaminare in dettaglio in che modo le onde S si propagano. E' infatti ampiamente dimostrato che questo tipo di oscillazione durante il percorso verso la superficie può subire un'azione di filtraggio che tende a ridistribuire l'energia associata al treno d'onda, concentrandola in determinate frequenze, corrispondenti alle frequenze naturali di vibrazione dei terreni attraversati. L'effetto finale è quello di amplificare le onde S che andranno a sollecitare l'opera. Questo fenomeno può essere dovuto sia a particolarità topografiche del sito (amplificazione topografica), come valli sepolte o zone di cresta o di versante in pendii naturali o artificiali, sia a variazioni brusche nelle caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati lungo la verticale (amplificazione stratigrafica). Lermo e Chavez-Garcia (1993), basandosi sul lavoro di Nakamura (1989), suggeriscono che lo spettro H/V possa essere visto, a tutti gli effetti, come rappresentativo della funzione di trasferimento del moto sismico dal bedrock alla superficie. Secondo questi Autori quindi le ampiezze dei picchi stratigrafici nello spettro H/V possono essere interpretate direttamente come fattori di amplificazione del moto sismico, almeno per quanto riguarda la componente stratigrafica.

4.1.3. Profilo velocità delle onde S e classificazione del sottosuolo da NTC

Il D.M. 14.01.2008 (riconfermato dal D.M. 17.01.2018) propone come riferimento di calcolo dell'amplificazione sismica locale, in particolare della componente stratigrafica, un metodo semplificato basato sulla stima del parametro V_{seq} . Per V_{seq} s'intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati di copertura fino alla H in cui giace il bedrock, caratterizzato da $V_s > 800$ m/s, calcolata secondo la relazione:

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

dove H viene posto uguale a 30 metri nel caso in cui il bedrock si trovi a una profondità superiore. Sulla base del valore calcolato di V_{seq} vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	16 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO			
Categoria sottosuolo	Descrizione	Spessore (m)	Vs (m/s)
A	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.	Qualsiasi	≥ 800
B	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.	> 30 m	≥ 360 ≤ 800
C	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.	> 30 m	≥ 180 ≤ 360
D	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.	> 30 m	< 180
E	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.	Fino a 30 m	$\approx$ C e D

Una valutazione del parametro V_{seq} può essere condotta attraverso l'inversione vincolata dello spettro H/V ricavata con il velocimetro triassiale. In pratica viene utilizzata la relazione che lega la frequenza di risonanza del terreno (f) alla velocità delle onde S nel terreno stesso (Vs):

$$f(Hz) = \frac{V_s}{4h}$$

dove h è la profondità della base dello strato. Nota la profondità di un singolo livello stratigrafico, solitamente il primo, è possibile procedere all'inversione dello spettro H/V, modellando la curva sintetica in modo da ottenere la sovrapposizione con quella misurata. Normalmente i picchi alle alte frequenze (>10 Hz) segnalano la presenza di passaggi stratigrafici molto superficiali, quelli alle basse frequenze (<1 Hz) variazioni stratigrafiche profonde. Poiché le inversioni di velocità, cioè il passaggio andando in profondità da livelli veloci a livelli meno veloci, non dà origine a picchi nello spettro H/V, queste non possono essere rilevate direttamente. Un indizio della presenza di inversioni di velocità può essere fornito però, indirettamente, dall'andamento dello spettro H/V: ampi intervalli di frequenza in cui costantemente il rapporto H/V si mantiene minore di uno sono spesso associabili a variazioni negative delle velocità con la profondità. Si tenga presente infine che in realtà i

microtremori sono costituiti in parte da onde di superficie e non solo quindi da onde di taglio, ma poiché le velocità dei due tipi di oscillazione sono confrontabili la procedura descritta può essere impiegata senza introdurre errori significativi. Si tenga presente infine che in realtà i microtremori sono costituiti in parte da onde di superficie e non solo quindi da onde di taglio, ma poiché le velocità dei due tipi di oscillazione sono confrontabili la procedura descritta può essere impiegata senza introdurre errori significativi.

4.1.4. Vulnerabilità sismica dell'opera

Per vulnerabilità sismica s'intende la suscettibilità di un'opera a subire lesioni in seguito alle sollecitazioni indotte dal sisma. E' stato dimostrato che la vulnerabilità agli eventi sismici di un edificio di edificazione relativamente recente è solo marginalmente collegabile alle modalità costruttive dello stesso. Molto più gravoso è l'effetto dell'amplificazione sismica locale, che tende a aumentare in maniera importante l'intensità delle forze sismiche agenti sulla struttura. In particolare se la frequenza di risonanza dell'edificio è confrontabile con quella dei terreni di fondazione si verifica il fenomeno della risonanza accoppiata che comporta un'amplificazione delle sollecitazioni sismiche sull'opera. Nel caso di edifici in fase di progettazione o di realizzazione la frequenza di risonanza fondamentale dell'opera può essere valutata con formule semplificate, quale quella indicata nel D.M. 14.01.2008:

$$f_s = \frac{1}{C_1 Z^{\frac{3}{4}}}$$

in cui C_1 è un fattore che dipende dalla tipologia costruttiva.

Tipologia	C_1
Costruzioni con struttura a telaio in acciaio	0,085
Costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato	0,075
Costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura	0,050

La relazione è valida per edifici con Z non superiore ai 40 metri e massa distribuita, approssimativamente, in maniera uniforme lungo l'altezza. Negli edifici esistenti il valore della frequenza fondamentale di risonanza può essere invece misurato direttamente con il tromografo digitale. In questo caso è necessario misurare il rapporto H_i/H_0 , dove H_0 è lo

spettro della componente orizzontale, lungo X o Y, riferita al piano terra e H_i la stessa componente misurata al piano i-esimo. Nella pratica spesso si eseguono solo due misure, ubicate lungo la stessa verticale, una al piano terra e una all'ultimo piano dell'edificio. Il picco positivo massimo dello spettro H_i/H_0 indica direttamente la frequenza di risonanza fondamentale della struttura.

4.1.5. Risultati dell'analisi

Si riportano di seguito in gli andamenti degli spettri H/V e V misurati in sito. Nello spettro H/V sono stati individuati i picchi positivi che corrispondono ad altrettanti minimi locali nello spettro V (Up-Down component in legenda), fatto questo che consente di riconoscere le frequenze associate ai picchi H/V come frequenze fondamentali.

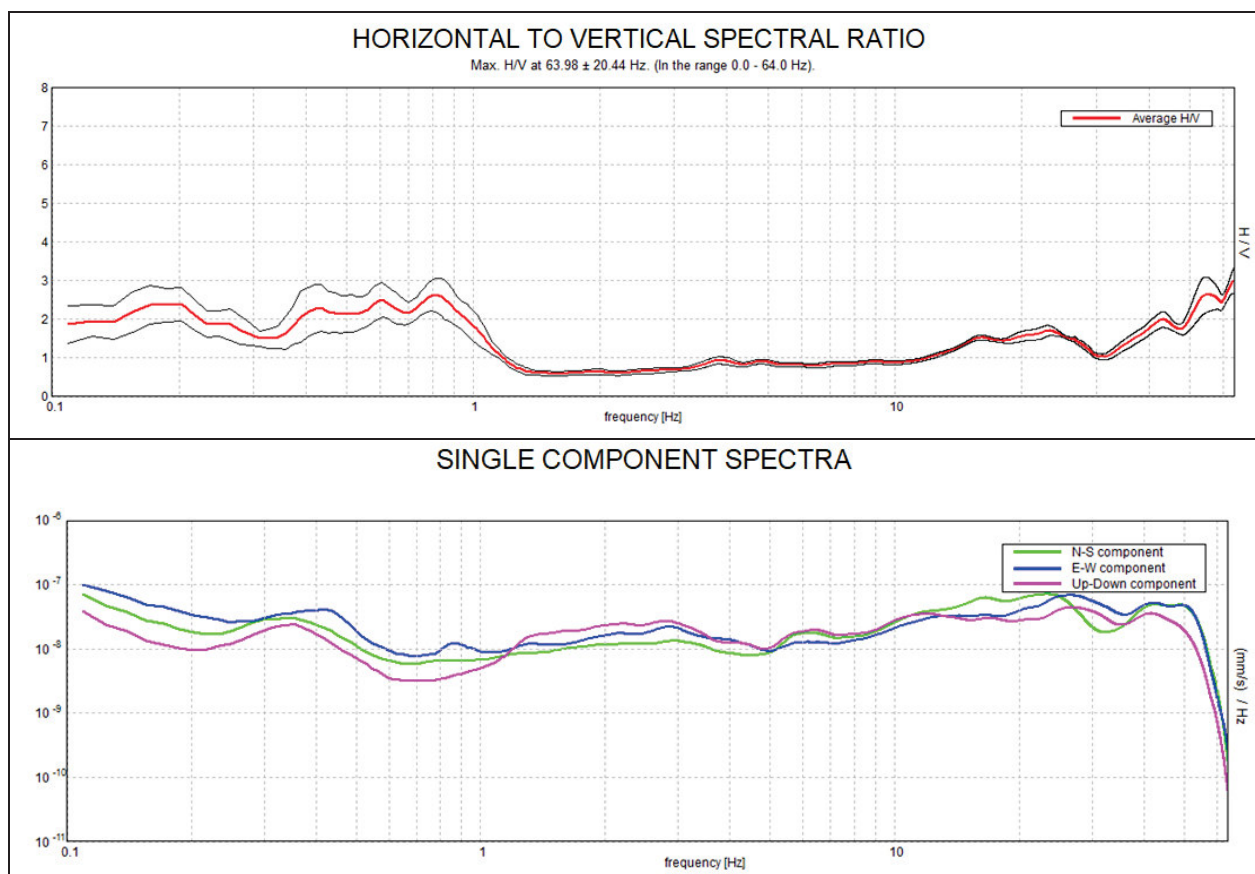
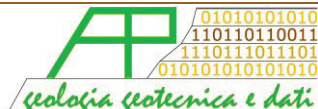


Figura 12 – Andamento degli spettri H/V e V

La curva H/V sintetica è stata modellata in modo da sovrapporsi ai due picchi registrati.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	19 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

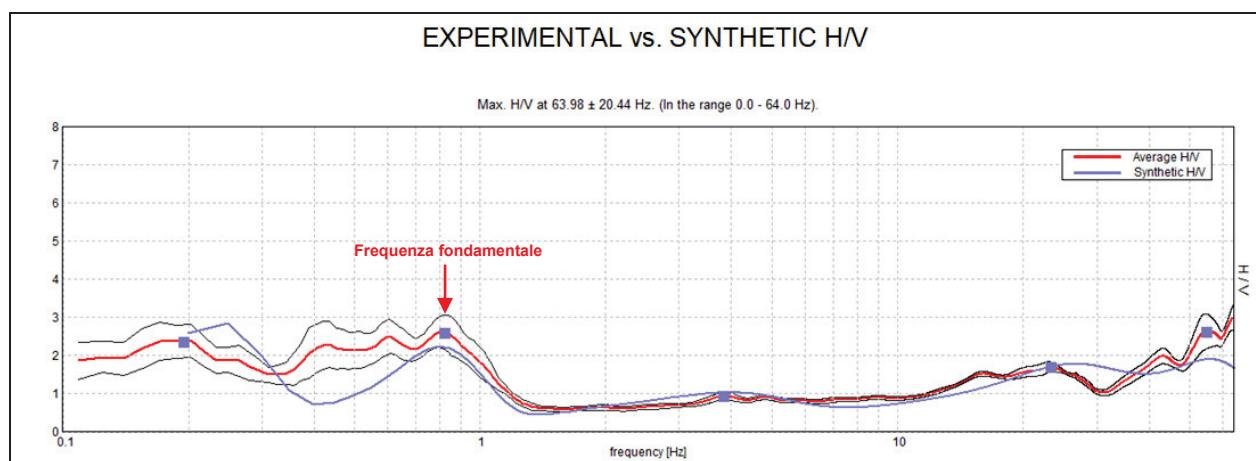


Figura 13 – Curva sintetica H/V

L'inversione, calibrata sulla stratigrafia ottenuta dall'indagine geognostica eseguita nel sito, ha consentito di ricostruire il profilo delle velocità delle onde S in funzione della profondità.

Profondità da (m)	a (m)	Δz (m)	Vs (m/s)
0.00	0.50	0.50	110
0.50	2.30	1.80	223
2.30	17.30	15.00	303
17.30	137.30	120.00	430
Oltre 137.30			772

Il valore di V_{seq} , calcolato dal p.c. attuale, è risultato uguale a 327 m/s, che pone il sito nella categoria di sottosuolo C secondo il D.M. 17.01.2018. La frequenza fondamentale del sito è stata misurata direttamente durante la prova ed è risultata pari a 0.82 Hz.

4.2. Analisi di Il livello di dettaglio

La procedura permette la caratterizzazione semiquantitativa degli effetti di amplificazione sismica attesi e la verifica dei valori proposti dalla normativa nazionale. A tale scopo verrà stimato il valore del Fattore di amplificazione (F_a) e confrontato con quello proposto dalla Regione Lombardia. Il valore di F_a si riferisce agli intervalli di periodo tra 0.1-0.5 s e 0.5-1.5 s: i due intervalli di periodo nei quali viene calcolato il valore di F_a sono stati scelti in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie presenti più frequentemente nel territorio regionale; in particolare l'intervallo tra 0.1-0.5 s si riferisce a strutture relativamente basse, regolari e

piuttosto rigide, mentre l'intervallo tra 0.5-1.5 s si riferisce a strutture più alte e più flessibili. Si possono presentare quindi due situazioni:

- il valore di F_a è inferiore o uguale al valore di soglia corrispondente: la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione del sito e quindi si applica lo spettro previsto dalla normativa;
- il valore di F_a è superiore al valore di soglia corrispondente: la normativa è insufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione e quindi è necessario effettuare analisi più approfondite (3° livello) in fase di progettazione edilizia. In alternativa è possibile utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di sottosuolo superiore.

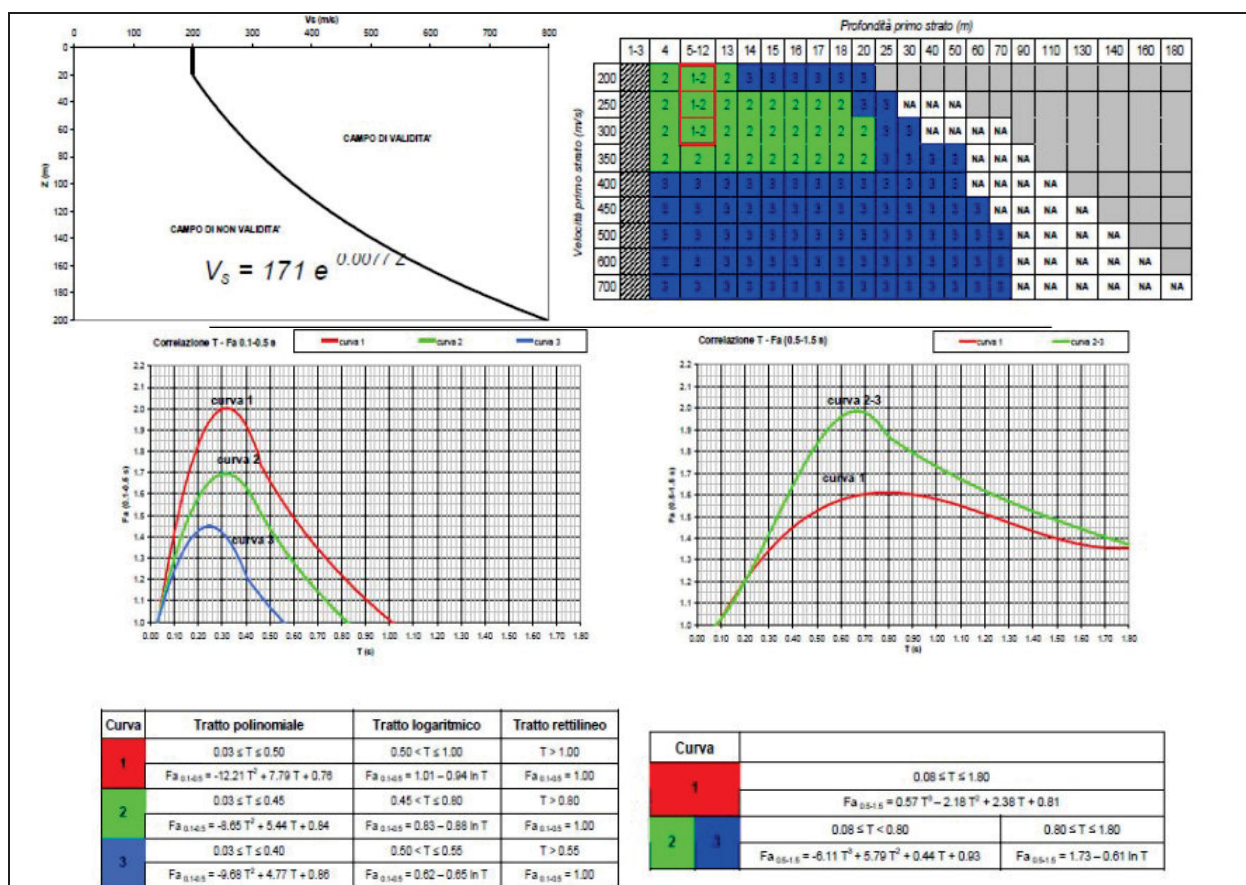


Figura 14 – Scheda di riferimento (sabbiosa) e curve di correlazione

Sulla base delle risultanze della prova HVSR sono state valutate le velocità delle onde sismiche, quindi sono state scelte le curve corrispondenti per litologia o profilo di Vs (Rif.

Allegato 5 Direttive LR 12.05). Nel caso esista la scheda di valutazione per la litologia esaminata ma l'andamento delle V_s con la profondità non ricadesse nel campo di validità della scheda potrà, in questa prima fase, essere scelta un'altra scheda che presenti l'andamento delle V_s con la profondità più simile a quella riscontrata nell'indagine. Nel caso in esame si è confrontato l'andamento delle V_s e la scheda di riferimento è risultata la sabbiosa. Sulla base dei dati sopradescritti è stato calcolato il valore del periodo proprio del sito (T) che è risultato uguale a 1.22 s (inverso della frequenza fondamentale). Sulla base della scheda di riferimento e del valore risultante di T è stato calcolato il fattore di amplificazione F_a per le diverse tipologie di intervallo: 0.1 – 0.5 s e 0.5 – 1.5 s (Figura 14).

Intervallo	F_a calcolato	F_a di riferimento per suolo C
0.1 – 0.5 s	1.0	1.8
0.5 – 1.5 s	1.6	2.4

Applicando ai valori di amplificazione calcolati la tolleranza prevista pari a ± 0.1 risultano entrambe minori ai valori proposti dalla normativa regionale vigente per la categoria di sottosuolo C nel Comune di Manerbio. Pertanto in entrambe i casi si ritiene valida la classificazione sismica vigente e quindi si potrà utilizzare lo spettro proposto dalla stessa. L'attendibilità dei dati utilizzati è stata espressa con la tabella proposta in allegato 5 (Figura 15) e la categoria assegnata è quella evidenziata in rosso direttamente sulla tabella sopra riportata.

Dati	Attendibilità	Tipologia
Litologici	Bassa	Da bibliografia e/o dati di zone limitrofe
	Alta	Da prove di laboratorio su campioni e da prove in sito
Stratigrafici (spessori)	Bassa	Da bibliografia e/o dati di zone limitrofe
	Media	Da prove indirette (penetrometriche e/o geofisiche)
	Alta	Da indagini dirette (sondaggi a carotaggio continuo)
Geofisici (V_s)	Bassa	Da bibliografia e/o dati di zone limitrofe
	Media	Da prove indirette e relazioni empiriche
	Alta	Da prove dirette (sismica in foro o sismica superficiale)

Figura 15 – Tabella per la valutazione dell'attendibilità dei dati (cfr. allegato 5)

4.3. Parametri sismici

L'entrata in vigore del D.M. 14.01.2008 ha introdotto un approccio alla classificazione

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	22 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

sismica di tipo *sitodipendente*, ovvero i parametri significativi della zona devono essere calcolati in base a misure dirette ed elaborati secondo metodi semplificati che tengano conto delle possibili amplificazioni locali dovute alla stratigrafia e alla topografia. Di seguito sono riportati i valori delle accelerazioni corrispondenti ai diversi stati limite attesi calcolati per l'area in studio. La classe dell'edificio utilizzata è la II. I parametri utilizzati sono leggibili direttamente nello schema di Figura 16. Con riferimento alle nuove costruzioni si rimanda alle indicazioni ed ai criteri di calcolo previsti dalla nuova normativa.

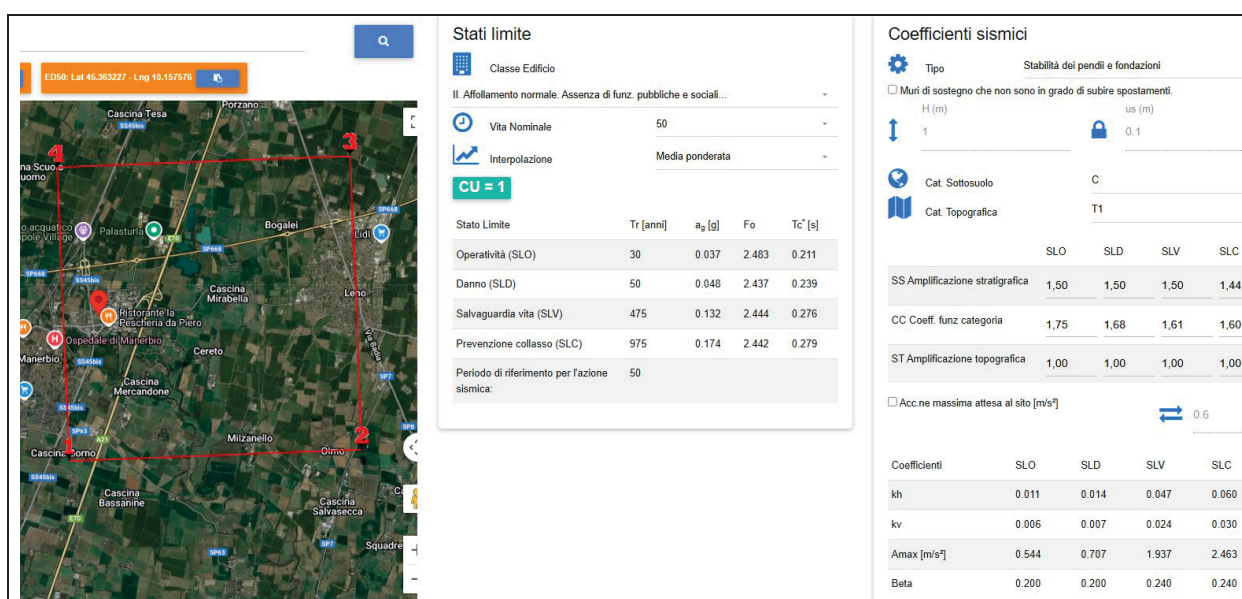


Figura 16 – Calcolo dei parametri sismici dell'area

4.4. Stima della magnitudo di riferimento

Nel settore di appartenenza del comunale di Manerbio i lineamenti tettonici sono riconducibili a diversi sistemi regionali che generano complessi campi tensionali. Il territorio comunale, in particolare, si pone nella parte settentrionale di un'area in sollevamento, con zone stabili, o in abbassamento durante il Pliocene inferiore e in forte sollevamento durante il Pliocene medio-superiore e il Quaternario. La sismicità di questa zona è legata quindi alla tettonica molto complessa del margine padano settentrionale. Le sorgenti sismogenetiche dovrebbero trovarsi ad una profondità compresa tra 5 e 15 km, in corrispondenza dello

scollamento tra il basamento cristallino e la sovrastante copertura sedimentaria. L'analisi della sismicità, intesa come distribuzione spazio-temporale dei terremoti in una determinata area, costituisce il primo tassello per gli studi di valutazione della pericolosità sismica di base. Trattandosi di modelli probabilistici, infatti, le caratteristiche sismo-tettoniche e le modalità di rilascio dell'energia sismica pregressa consentono la messa a punto di modelli previsionali dell'attività sismica attraverso una quantificazione dei livelli di accelerazione attesi.

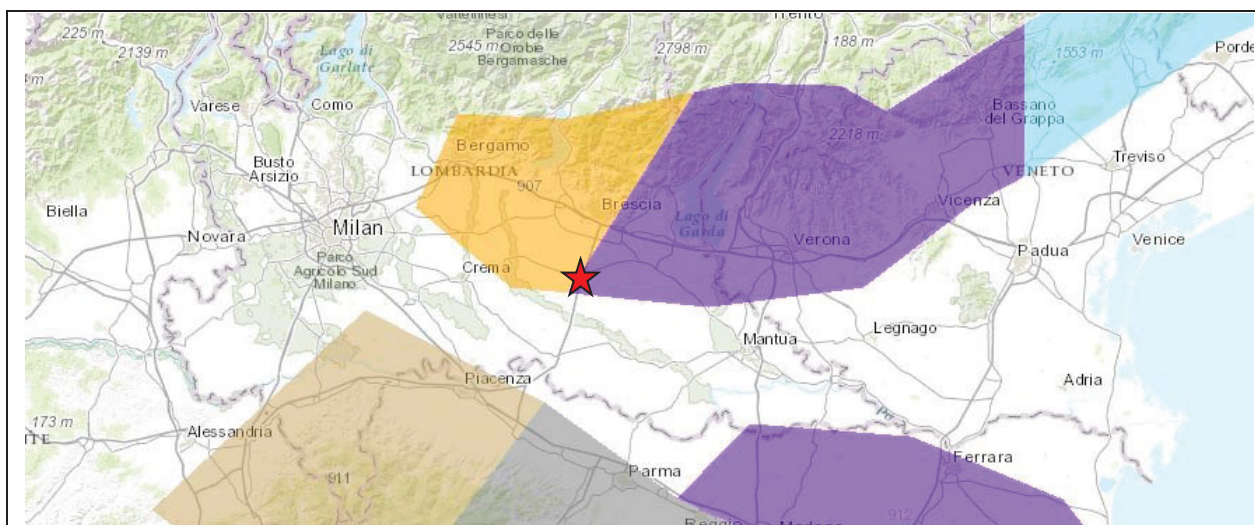


Figura 17 – Schema Zonizzazione Sismogenetica ZS9

L'attività sismica storica nel bresciano rappresenta la naturale continuazione di quella pliocenica e quaternaria e risulta correlata alla collocazione, delle aree di studio, tra zone sismogenetiche riferibili, da una parte al fronte alpino e dall'altra al fronte appenninico, sepolti al di sotto della coltre fluvioglaciale-alluvionale della Pianura Padana. Storicamente la zona risente di effetti macroscopici in funzione della relativa vicinanza alle aree e Alcuni sismi recenti, con le massime intensità storiche, si sono risentiti, per la relativa vicinanza con l'area sismogenetica del Reggiano-Ferrarese-Parmense e dell'edificio appenninico sepolto al di sotto delle coltri quaternarie dei depositi di pianura. L'area in esame secondo il modello sismo-tettonico riassunto nella zonazione sismogenetica ZS9 ricade nella zona sorgente 907 (Figura 17). In questo caso, ai fini della verifica alla liquefazione, si assume il valore della Magnitudo Mw pari a quello della zona, ovvero 6.14. Per un calcolo più preciso è possibile utilizzare la metodologia della disaggregazione della pericolosità sismica che somma i contributi dovuti alle

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	24 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

single coppie magnitudo-distanza dagli epicentri ricadenti nell'area di riferimento, allo scopo di ricavare l'evento sismico dominante. In questo modo si ottiene il terremoto di scenario, caratterizzato da un valore univoco della magnitudo, della distanza e del tempo di ritorno; ciò lo rende utilizzabile ai fini progettuali nelle verifiche agli stati limite. Il metodo si basa sulla mappa della pericolosità sismica messa a disposizione dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) attraverso il proprio portale web. Il sistema consente di visualizzare e interrogare mappe probabilistiche della pericolosità sismica del territorio nazionale, espressa con diversi parametri dello scuotimento su una griglia regolare a passo 0.05°.

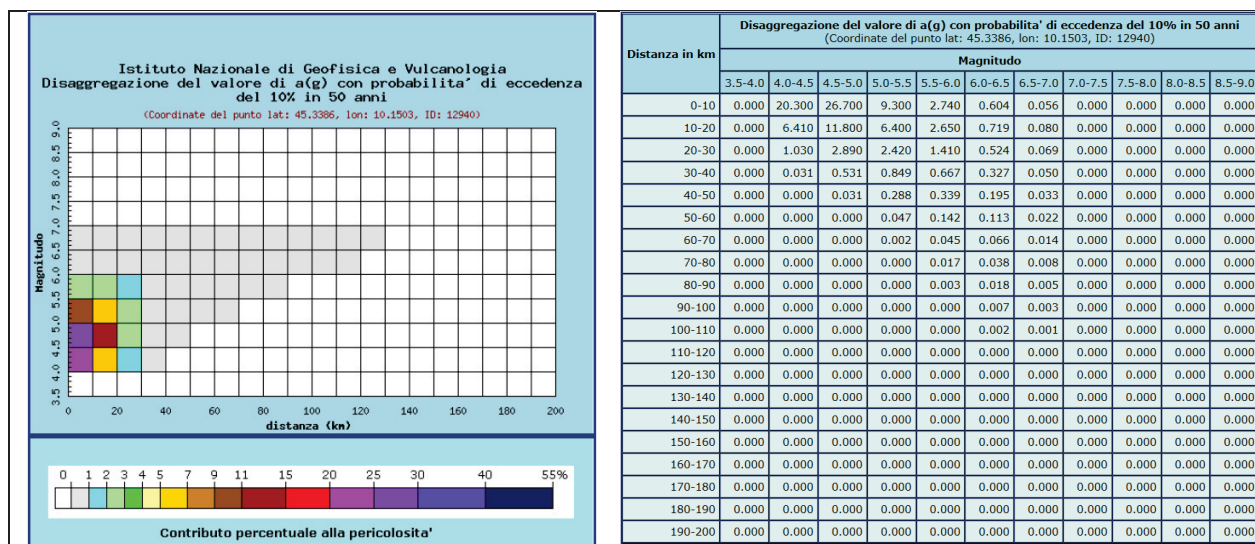
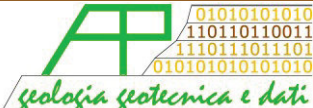


Figura 18 – Verifica Magnitudo

Per ogni singolo nodo della griglia di riferimento è possibile richiedere il dettaglio in forma grafica e tabellare dell'analisi di disaggregazione (vale a dire il contributo delle possibili coppie di valori di magnitudo-distanza alla pericolosità del nodo) della relativa $a(g)$. Per il sito in studio nel comune di Manerbio il valore medio di riferimento propone una magnitudo pari a 4.85 ad una distanza di 10.60 km. Il valore non è però riferito alla magnitudo momento M_w , ma bensì alla magnitudo locale media. Per questo devono essere sommati i singoli contributi sino all'ottenimento di un valore superiore al 90%. Sommando i contributi da 0 a 40 km si raggiunge un valore superiore al 90% per magnitudo fino a 6.0. I valori calcolati con entrambe i metodi convergono su un risultato confrontabile.

4.4.1. Verifica alla liquefazione

Durante un evento sismico vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante. Per tutta la durata della scossa ogni elemento di terreno è soggetto ad una serie di sforzi tangenziali che cambiano ripetutamente verso ed ampiezza. Nel terreno si possono generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento. Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce. La resistenza alla liquefazione quindi è maggiore con la profondità. Quindi, maggiore è la durata di un terremoto più alta è la possibilità che si arrivi (maggior numero di cicli) alla liquefazione. Inoltre, maggiore è l'ampiezza della vibrazione e della deformazione indotta e minore è il numero di cicli necessari per giungere a tale condizione. La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende anche dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso. Tanto minore è il grado di addensamento del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) tanto maggiore è la probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione. La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende anche dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso. Tanto minore è il grado di addensamento del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) tanto maggiore è la probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione. I depositi sabbiosi sotto falda sono i terreni con più alto potenziale di liquefazione in particolare se sono di recente (in termini geologici) deposizione, e di granulometria fine o media come riportato nella Figura 19.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	26 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

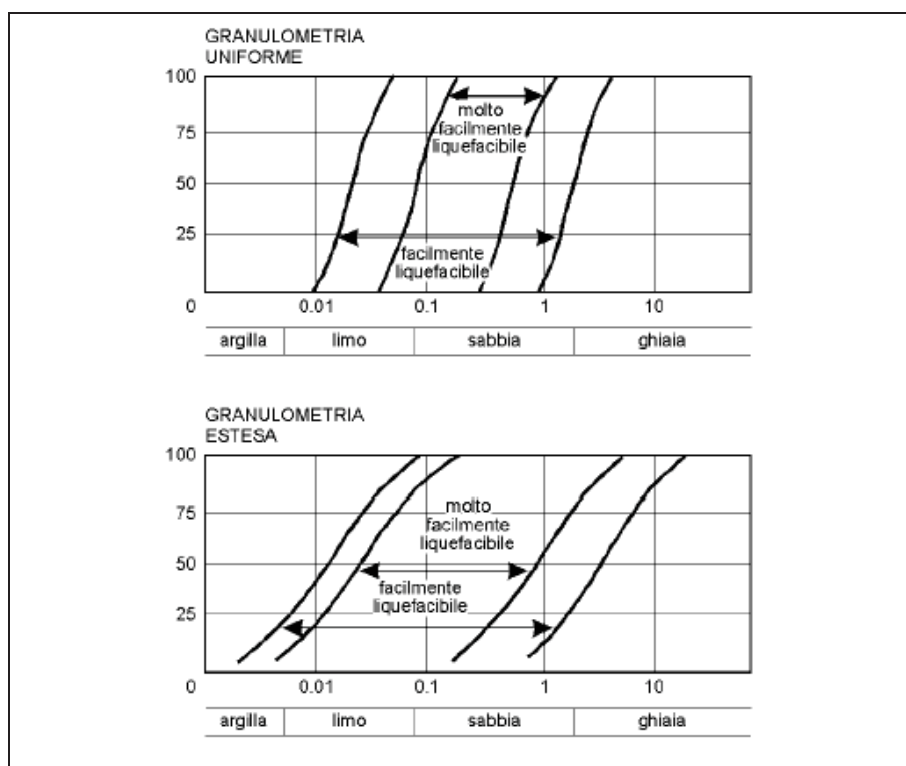


Figura 19 – Valutazione della suscettibilità alla liquefazione – fasce granulometriche critiche

Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la resistenza al taglio mobilitabile nello strato (CSR) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma (CRR). Cioè in pratica si ha:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

Un deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione, se il coefficiente di sicurezza sarà minore di 1 (di 1.25 secondo l'Eurocodice 8). La grandezza CSR dipende dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto). CRR è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento, e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche dinamiche e statiche o con i valori delle velocità delle onde S ricavati da indagine geofisica. La grandezza CSR viene ricavata attraverso la relazione:

$$CSR = \frac{1}{2} \sigma'_{vm} \frac{a_{max}}{g} \frac{1}{M}$$

dove:

a_{max} = accelerazione sismica massima;

g = accelerazione di gravità = 980.7 cm/s²;
 σ_{v0} = pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;
 σ'_{v0} = pressione verticale efficace alla profondità z dal p.c.;
 r_d = coefficiente funzione della profondità dal p.c.;
 MSF = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma,

La grandezza r_d può essere valutata attraverso alcune correlazioni empiriche note in letteratura. Nel caso in esame è stata utilizzata la seguente:

ANDRUS e STOKOE (2000)

$$CRR = 0,022 \cdot \left(\frac{K_c \cdot V_{s1}}{100} \right)^2 + \frac{2.8}{(V_{s1C} - K_c \cdot V_{s1})} - \frac{2.8}{V_{s1C}}$$

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF}$$

L'analisi ha riguardato i primi 30 metri da p.c.. Per la verifica del coefficiente di sicurezza è stato utilizzato il programma LIQUEF ver. 2.2 della PROGRAMGEO che impiega l'approccio probabilistico-statistico di Gumbel per ottenere la massima accelerazione di picco prevedibile nel sito per un determinato tempo di ritorno attraverso l'estrazione dal Catalogo sismico. La verifica è stata eseguita sulla base del modello sismico derivato dall'indagine sismica di dettaglio, con particolare riferimento all'andamento delle velocità Vs. Attraverso opportune elaborazioni (Andrus e Stokoe) è stato ottenuto il coefficiente di sicurezza in funzione della profondità. Il procedimento di calcolo ha previsto la suddivisione in strati omogenei con un valore di Vs caratteristico secondo i seguenti modelli (da indagine HVSr):

- 1° strato: velocità media onde Vs 110 m/sec spessore medio 0.50 m
- 2° strato: velocità media onde Vs 223 m/sec spessore medio 1.80 m
- 3° strato: velocità media onde Vs 303 m/sec spessore medio 15.00 m
- 4° strato: velocità media onde Vs 430 m/sec spessore medio 12.70 m

Per il profilo Tr1 è stata considerata un'accelerazione pari a 0.198 g (0.132x1.5) ricavata per edifici di classe II e una soggiacenza cautelativa della falda pari a 6.40 metri. Il calcolo ha attuale. Il calcolo ha verificato che il coefficiente di sicurezza Fs è per tutto il profilo superiore a 1. Di conseguenza il coefficiente Ic è pari a 0.0 indicando un rischio molto basso (Figura 20). In tutti gli strati indagati risultano verificate le condizioni di sicurezza di cui sopra.

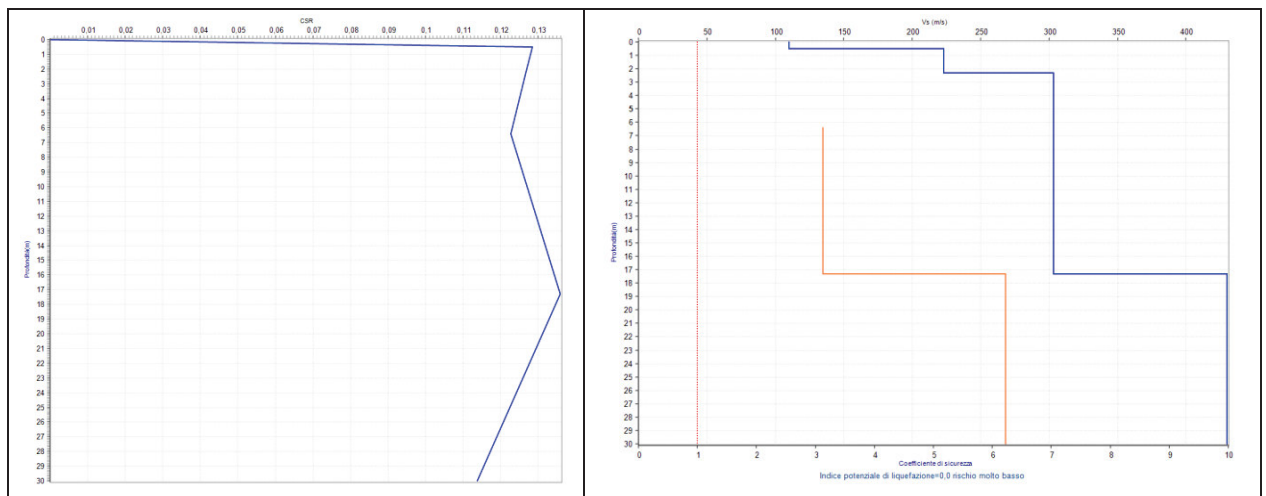


Figura 20 – Andamento del coefficiente CSR CRR e Fs (linea arancio grafico di destra)

5. SINTESI E VINCOLI

In Figura 21 e Figura 22 sono state rappresentate le principali limitazioni d'uso del territorio derivanti da normative in vigore di contenuto idrogeologico e paesaggistico e da problematiche geologiche.

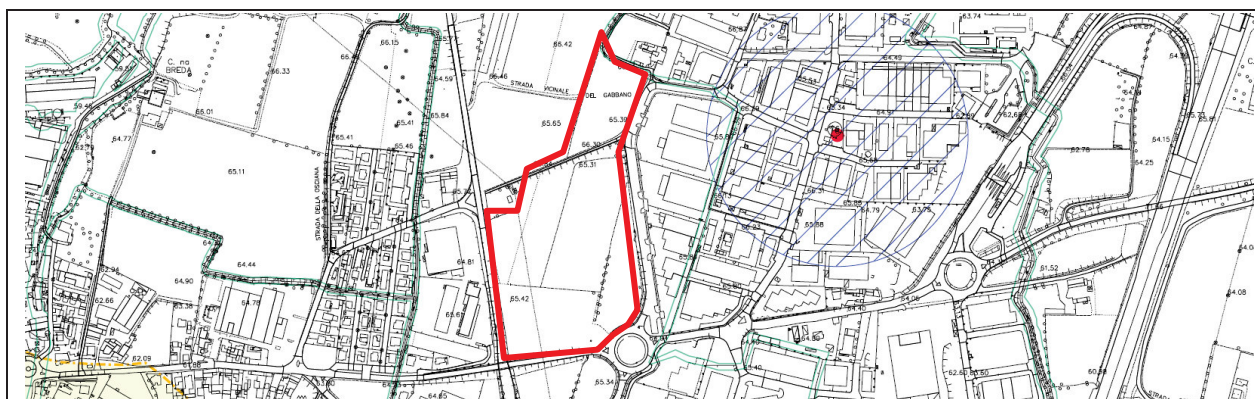


Figura 21 – Stralcio della Carta dei Vincoli

Come si può notare dalla cartografia il nuovo ambito di trasformazione non è interessato da alcun vincolo geologico. Il piano attuativo in progetto è coerente con la Carta dei vincoli vigente. L'area è parzialmente ricompresa all'interno delle perimetrazioni delle aree omogenee dal punto di vista della pericolosità/vulnerabilità per grado di vulnerabilità delle acque sotterranee alto (Figura 22).

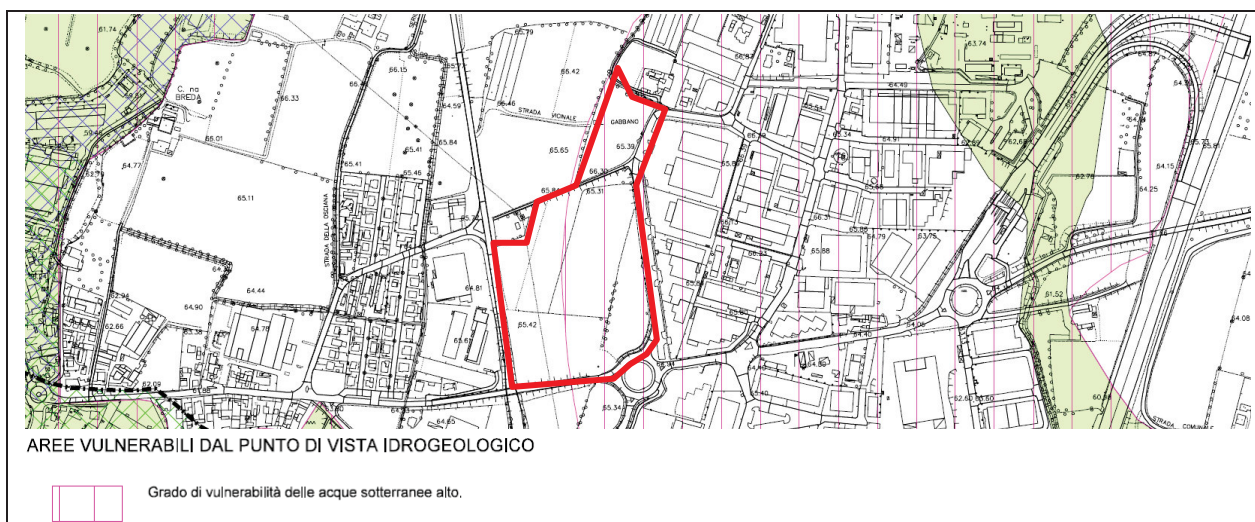


Figura 22 – Stralcio della Carta di Sintesi

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	30 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

6. FATTIBILITÀ

L'area in studio è identificata nel PGT con le classi di fattibilità 3d ovvero fattibilità con consistenti limitazioni dovute alla vulnerabilità della falda sotterranea e 2, ovvero fattibilità con modeste limitazioni sempre legate a vulnerabilità della falda (Figura 23).



Figura 23 – Stralcio della carta della fattibilità (Studio geologico a corredo del PGT)

Considerate le evidenze rilevate in sito si riconfermano le classi di fattibilità identificate all'interno del PGT comunale e la normativa conseguente. La variante in progetto è coerente con la fattibilità indicata.

Le opere in progetto non si configurano come potenzialmente idroinquinanti per la falda freatica. Gli scavi per il posizionamento delle fondazioni saranno eseguiti con tecniche tradizionali senza l'impiego di sostanze chimiche o possibili inquinanti per la falda freatica pertanto non si ravvisano potenziali rischi per quest'ultima. Al fine di preservare la falda da eventuali contaminazioni, andrà comunque rivolta particolare attenzione alla gestione delle acque di scarico se presenti: le fognature miste o nere dovranno essere realizzate a tenuta bidirezionale, ovvero dall'interno verso l'esterno e viceversa; le tubazioni dovranno essere realizzate con tecnologie atte ad evitare possibili perdite. Le acque meteoriche dovranno essere trattate secondo quanto previsto dalla vigente normativa. La caratterizzazione geotecnica è riportata nel capitolo seguente.

7. GEOTECNICA

La definizione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione è stata effettuata sulla base dei risultati dei valori di resistenza penetrometrica delle prove eseguite in sito durante la campagna geognostica del Maggio 2025 e dai dati bibliografici validi per litologie simili. In sito è stata effettuata n. 1 prova penetrometrica statica con punta meccanica (CPT) e n. 1 prova penetrometrica dinamica superpesante (DPSH) per caratterizzare i terreni di fondazione fino ad una profondità di circa 7.00 metri da p.c.. La prova penetrometrica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) misurando il numero di colpi N necessari al suo avanzamento (Figura 24).

DIMENSIONI E PESI				DATI TECNICI		
	DP	CPT	DP + CPT	Motore	Tipo	Benzina; 2 cil.; V
H [mm]	1600	1480	1600		Potenza [HP (kW) - RPM]	16 (12) - 3600
L [mm]	2450	2200	2450		Raffreddamento	Aria
P [mm]	1040	1040	1040	Traslazione	Cingolato a trasmissione idrostatica	Cingolato Gommato
Peso [kg]	910	810	980		Velocità di traslazione [km/h]	0 ÷ 1.8
					Pendenza Max %	25
				Pompa Idraulica	Numero di Pompe	2
					Max. pressione operativa [bar]	245
				Stabilizzatori	Numero	3
					Tipo	Idraulico



Figura 24 – Penetrometrica dinamico superpesante e statico da 20 ton

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. Nella prova penetrometrica statica lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di manometri, collegati al martinetto mediante una testa di misura idraulica o attraverso una cella di carico a lettura digitale. La

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	32 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

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 cm²
- angolo di apertura del cono α = 60 °
- superficie laterale del manicotto A_m = 150 cm²

Le resistenze specifiche **Qc** (Resistenza alla punta **RP**) e **Qi** (Resistenza Laterale **RL** o **fs** attrito laterale specifico che considera la superficie del manicotto di frizione) vengono desunte tramite opportune costanti e sulla base dei valori specifici dell'area di base della punta e dell'area del manicotto di frizione. Nella prova penetrometrica dinamica lo sforzo necessario per l'infissione è misurato dal numero dei colpi del maglio le cui caratteristiche tecnico-strumentali sono le seguenti (DPSH):

Rif. Norme	DIN 4094	
Peso Massa battente	73	Kg
Altezza di caduta libera	0.75	m
Peso sistema di battuta	7	Kg
Diametro punta conica	50.46	mm
Area di base punta	20	cm ²
Lunghezza delle aste	1	m
Peso aste a metro	8	Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0.80	m
Avanzamento punta	0.30	m
Numero colpi per punta	N(30)	
Coeff. Correlazione	1.15	
Rivestimento/fanghi	Si	
Angolo di apertura punta	60°	

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta uno dei mezzi più diffusi 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 (differente da quelle eseguite),

pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con Nspt. Il passaggio viene dato da:

$$Nspt = \beta_t N$$

Dove:

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

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Qspt 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.

Le risultanze stratigrafiche sono riportate Allegato 2, complete dei diagrammi e delle letture strumentali, mentre l'ubicazione delle indagini è riportata in Figura 25 ed in Allegato 1.

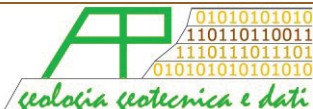


Figura 25 – Documentazione fotografica (sx = CPT; dx = DPSH)

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	34 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

7.1. Modello geotecnico

Per la definizione dei parametri geotecnici si è fatto riferimento alle usuali correlazioni semiempiriche che definiscono i valori di coesione non drenata c_u , angolo di attrito interno ϕ , densità γ , e modulo elastico E , in relazione alla resistenza penetrometrica. Nello specifico, le prove hanno evidenziato la presenza di un primo livello di copertura costituito da suolo dello spessore di circa 0.40 m, cui fa seguito uno strato a comportamento coesivo, compatto, esteso fino a circa 2.00 m da p.c.. Al di sotto e sino a circa 4.60 m da p.c. sono presenti depositi a comportamento prevalentemente granulare ben addensati. Seguono nuovamente uno strato a comportamento coesivo compatto sino a 5.60 m da p.c. ed uno strato granulare ben addensato da 5.60 a 7.00 m da p.c.. Lo studio dei parametri deve essere però sviluppato in termini non più deterministici ma bensì aleatori, cioè ciò che prima era identificato da un valore adesso è descritto da una variabile che rappresenta un insieme di numeri riferiti alla stessa grandezza fisica. La distribuzione di questa grandezza può quindi essere rappresentata da una funzione continua di tipo normale (gaussiano) dove sulle ascisse sono riportati i valori della variabile (F_s) e sulle ordinate la loro frequenza. Una evoluzione di questa particolare funzione è chiamata distribuzione di Student che ben si adatta nei casi in cui si può assistere a compensazione. Nel caso in esame per compensazione si intende il seguente concetto: il volume della eventuale massa interessata dal sovraccarico delle fondazioni è maggiore della scala di fluttuazione dei parametri che la governano, cioè di quelle porzioni di terreno che presentano geometrie o valori di resistenza differenti. E' pertanto plausibile che nel volume della massa instabile siano presenti porzioni di terreno con caratteristiche differenti. In questi casi maggiore è la tendenza a compensare le zone deboli con le forti giustificando il riferimento a valori prossimi ai valori medi. Tutte queste considerazioni sono ritenute valide in assenza di superfici di rottura preferenziali come nel caso in esame. Al fine di operare a favore di sicurezza è stato estratto il valore riferito al 5° percentile della distribuzione, ovvero **il valore caratteristico** tale che la probabilità calcolata di valori più sfavorevoli, che determinano la manifestazione dello stato limite, non sia maggiore del 5%. Questa procedura è peraltro

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	35 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

documentata negli Eurocodici EC7 ed EC8 ed è stata ripresa nella stesura delle Norme Tecniche delle Costruzioni 2018. Sulla base delle correlazioni effettuate e dei dati ricavati è stato definito il modello valido per l'area di imposta delle nuove strutture:

STRATO A: da p.c. sino a -0.40 m: suolo. Parametri caratteristici: $\gamma = 1.7 \text{ kg/dm}^3$.

STRATO B: da -0.40 m sino a -2.00 m: depositi coesivi compatti. Parametri caratteristici: $Cu_k = 0.6 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma = 1.8 \text{ kg/dm}^3$.

STRATO C: da -2.00 m sino a -4.60 m: depositi granulari addensati. Parametri caratteristici: $\Phi_k = 34^\circ$ $\gamma = 1.8 \text{ kg/dm}^3$.

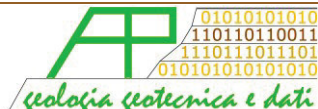
STRATO D: da -4.60 m sino a -5.60 m: depositi coesivi compatti. Parametri caratteristici: $Cu_k = 0.7 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma = 1.9 \text{ kg/dm}^3$.

STRATO E: da -5.60 m sino a -7.00 m: depositi granulari addensati. Parametri caratteristici: $\Phi_k = 34^\circ$ $\gamma = 1.9 \text{ kg/dm}^3$.

A completamento del modello geotecnico è stata attribuita la categoria di appartenenza del profilo stratigrafico dei terreni di fondazione per la definizione dell'azione sismica di progetto. Viste le risultanze della prova HVSR il profilo del sottosuolo è classificabile come **tipo C** secondo i disposti della Ordinanza del Presidente del Consiglio 20 marzo 2003 n.3274 e successive modifiche.

7.2. Analisi delle soluzioni fondali

L'applicazione di un carico concentrato sulla superficie del terreno produce un fascio di reazioni con intensità decrescente allontanandosi in orizzontale ed approfondendosi sulla verticale rispetto al punto di applicazione. In funzione della geometria e delle dimensioni della fondazione o del piano di appoggio, i carichi saranno diffusi a profondità differenti. Le proprietà geotecniche dei terreni permettono l'impiego di fondazioni a plinto, a platea oppure lineari continue. Nell'ipotesi di progetto le fondazioni saranno a plinto con un incastro non inferiore a 1.00 m, posate a partire da p.c.. *Durante le operazioni di scavo delle fondazioni si dovrà riservare attenzione alla natura dei depositi e dovranno essere segnalate eventuali difformità o*

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	36 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

repentine variazioni litologiche non rilevabili dall'indagine svolta. In riferimento all'aggressività dei terreni di fondazione (UNI EN 206-1) questi possono essere classificati come XC2. Il calcestruzzo impiegato per le opere di fondazione dovrà garantire le prestazioni minime riportate nella tabella seguente.

Denom. della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione	UNI 9858	A/C MAX	R'ck min.	Dos. Min. Cem. KG.
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	2a	0,60	30	300

7.3. Calcolo della capacità portante

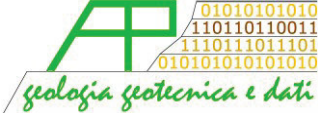
Sulla base delle informazioni desunte dal modello geotecnico e considerando la tipologia di fondazioni adottata è possibile definire la capacità portante del terreno di imposta, il cui calcolo della capacità limite può essere eseguito con la formula di Meyerhof valida per fondazioni superficiali, modificata per il carico inclinato, che tiene conto dei fattori di forma, di fondazione, di profondità, di inclinazione del carico e degli effetti inerziali dovuti all'azione sismica. In ottemperanza a quanto prescritto dalla normativa vigente ed in accordo con il Progettista si è scelto un metodo di tipo semiprobabilistico che in dettaglio corrisponde all'approccio 2 combinazione unica (STR+GEO). I riferimenti per la trasformazione della portata di progetto, ovvero i coefficienti riduttivi sono riportati nelle tabelle 6.4.II e 6.4.IV delle NTC2018. Il Progettista dovrà poi verificare che sia soddisfatta la disequaglianza:

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed rappresenta il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di carico mentre Rd rappresenta la resistenza del terreno.

7.3.1. Approccio 2 combinazione unica A1+M1+R3

Questo tipo di combinazione prevede l'impiego dei parametri caratteristici (M1) del modello geotecnico così come riportato nel capitolo precedente. Effettuando il calcolo secondo la formula sopra riportata e riducendo la capacità portante secondo i valori della tabella 6.4.I

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	37 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

riferendosi al coefficiente γ_r relativo a R3 (2.30) raggiungeremo la seguente portata di progetto R_d da confrontare con le azioni corrispondenti ad A1:

Combinazione fondamentale $R_d = 1.8 \text{ Kg/cm}^2$

Combinazione sismica $R_d = 1.3 \text{ Kg/cm}^2$

Nel dimensionamento delle fondazioni è tuttavia necessario tener conto non solo della resistenza al taglio dei terreni, ma anche dei cedimenti indotti dal carico applicato. E' stata pertanto eseguita una verifica dei cedimenti indotti nel terreno di fondazione per stimare il sovraccarico di esercizio (SLE) da attribuire ai depositi indagati in modo che i cedimenti derivati siano compatibili con le strutture in progetto.

7.4. Calcolo dei cedimenti

Il cedimento di una fondazione è riconducibile allo stato limite di esercizio della struttura (SLE), ed in questo caso i valori caratteristici dei parametri geotecnici sono uguali ai valori di progetto ($f_d = f_k$). Inoltre i coefficienti parziali sulle azioni A e sui parametri di resistenza R sono sempre unitari: A1+M1+R1. Il calcolo dei cedimenti indotti sul terreno dal carico trasmesso dalle fondazioni delle opere in progetto è stato effettuato sulla base del modello geotecnico; l'andamento dell'incremento di pressione verticale con la profondità è stato calcolato nell'ipotesi di validità della teoria di Bousinnesq per un punto in asse alla fondazione. I cedimenti sono dovuti alla deformazione elastica e plastica del terreno e, nel caso di terreni poco permeabili (argille e limi), al processo di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno (consolidazione). In quanto le caratteristiche geotecniche del terreno variano da punto a punto, così come spesso variano da punto a punto anche le condizioni di carico, i cedimenti possono assumere localmente valori differenti. Il cedimento calcolato in un punto prende il nome di cedimento assoluto; la differenza fra i cedimenti assoluti misurati in due o più punti prende il nome di cedimento differenziale. Il cedimento assoluto totale è dato dalla somma di tre componenti:

$$S_{tot} = S_{imm} + S_{con} + S_{sec}$$

S_{imm} = **cedimento immediato**, dovuto alla deformazione iniziale, senza variazione di

 geologia geotecnica e dati	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	38 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

volume, del terreno caricato; è prevalente nei terreni incoerenti (coesione=0), trascurabile in quelli coesivi (coesione>0);

S_{con} = **cedimento di consolidazione**, legato alla variazione di volume del terreno saturo, in seguito alla lenta espulsione dell'acqua contenuta al suo interno; è dominante nei terreni coesivi, poco permeabili, e trascurabile in quelli incoerenti (da mediamente a molto permeabili);

S_{sec} = **cedimento secondario**, dovuto alla deformazione viscosa dello scheletro solido del terreno; normalmente trascurabile in tutti i tipi di terreno.

I cedimenti sono stati calcolati mediante la teoria dell'elasticità. Si tratta di un metodo speditivo utile per avere una prima indicazione dell'ammontare del cedimento. La relazione utilizzata è la seguente:

$$S = DH \times Q_z / Ed;$$

dove:

DH = spessore dello strato;

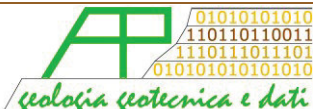
Q_z = incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato a metà strato;

Ed = Modulo di deformazione dello strato 1/mv.

La fondazione è stata considerata rigida. Da questa formula, imponendo un carico di esercizio (SLE) sulla fondazione pari a 0.80 kg/cm² si ricavano valori dei cedimenti nell'ordine di 10/15 millimetri. I valori sono risultati conformi con il grado di addensamento rilevato nei depositi e corrispondono alla sola componente immediata, ossia quella porzione di cedimenti che si esaurirà durante la posa delle fondazioni. I cedimenti secondari e differenziali sono considerati trascurabili. Si consiglia di non superare i valori di esercizio indicati (SLE) al fine di contenere i cedimenti.

7.5. Terre da scavo

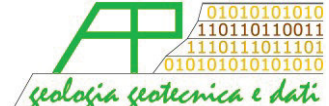
Si ricorda che tutte le opere che prevedono la produzione di terre da scavo (fondazioni, interrati, sbancamenti etc) sono normate dal D.Lgs 3 aprile 2006 n. 152 (Norme in materia ambientale) e dai relativi Allegati come modificato dal D. lgs. 4/2008 dal D. lgs. 205/2010, dal D.M. 10.08.2012 n.161, dalla Legge n.98 del 09.08.2013 conversione del Decreto del Fare e

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	39 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

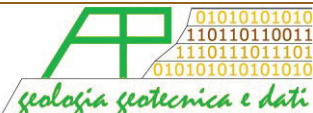
recentemente dal DPR 120 del 13.06.2017 in vigore dal 22.08.2017. In sostanza la legislazione prevede che le terre prodotte dagli scavi siano considerate rifiuto e come tale debbano essere smaltite, ovvero debbano essere conferite alle discariche autorizzate con la compilazione del formulario. La norma prevede altresì che le terre possano essere esonerate dal regime dei rifiuti purché siano rispettate contemporaneamente le seguenti condizioni:

1. presenza di inquinanti nei limiti di legge
2. effettivo riutilizzo
3. esclusione da preventivi trattamenti per il riutilizzo, ad eccezione delle normali pratiche industriali e di cantiere.

Un ulteriore differenza risiede nella natura autorizzativa dell'opera in progetto che configura scenari diversi nel caso in cui si tratti di Autorizzazione Integrata Ambientale (AIA) o di Verifica di Impatto Ambientale (VIA). In questi casi si applica l'iter previsto dal D.M. 10.08.2012 n.161. Pertanto in tutti gli altri casi, fatte salve le condizioni sopra riportate, i materiali da scavo (di cui all'art.1, comma1, lettera b del D.M. 161/2012) sono sottoposti al regime dei sottoprodotti di cui all'art. 4 del DPR 120 del 13.06.2017, il proponente o il produttore deve attestare il rispetto delle suddette condizioni tramite dichiarazione resa all'Agenzia regionale per la protezione ambientale (ARPA) ai sensi e per gli effetti del Testo Unico del DPR 445/2000. L'Arpa si riserva la facoltà di effettuare il controllo sia su base documentale, attraverso gli atti in possesso dell'Agenzia, sia attraverso controlli diretti in campo ove lo ritenga necessario e provvedere ad effettuare sopralluoghi ed eventuali campionamenti in contraddittorio con il Proponente, finalizzati a verificare il rispetto dei limiti previsti dalla norma e come dichiarato nella certificazione. Qualora in accordo al comma 3 dell'art.71 del DPR 445/2000 Arpa rilevi nelle dichiarazioni ricevute e per gli aspetti ambientali di competenza “ delle irregolarità o delle omissioni rilevabili d'ufficio, non costituenti falsità, dà notizia all'interessato di tale irregolarità. Questi è tenuto alla regolarizzazione o al completamento della dichiarazione; in mancanza il procedimento non ha seguito” e, conseguentemente, i materiali da scavo devono essere considerati rifiuti, e come tali trattati.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	40 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

Medesima conclusione è prevista qualora dai controlli effettuati si dimostri che i materiali di scavo non rispettano i requisiti previsti dall'art.4 del DPR 120 del 13.06.2017, decadendo le condizioni per poterli considerare quali sottoprodotti. In questi casi rientrando nel regime normativo dei rifiuti dovranno essere valutate le conseguenti eventuali ipotesi di reato per il Proponente, il Ricevente, il Trasportatore. Si ricorda che i reati in campo ambientale sono soggetti a procedimento penale oltre che amministrativo. **La nuova normativa ha chiarito in modo preciso anche il trattamento dei materiali di scavo reimpiegati nel cantiere di produzione. Tali materiali sono esentati dal regime dei rifiuti se conformi ai requisiti di cui all'art. 185, comma 1, lettera c, del decreto legislativo 152/2006; la non contaminazione deve essere verificata secondo i disposti dell'allegato 4 del DPR 120/2017.**

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	41 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

8.INDICAZIONI RIGUARDO L'INVARIANZA

La nuova Legge regionale sulla difesa del suolo, sulla prevenzione e mitigazione del rischio idrogeologico e sulla gestione dei corsi d'acqua (l.r. n. 4 del 15 marzo 2016) ha come scopo principale l'attenuazione del livello di rischio idrogeologico al fine della tutela dei cittadini e delle attività economiche, attraverso iniziative capaci di mettere in sicurezza il territorio. La legge specifica e disciplina le attività di competenza di Regione Lombardia riguardanti la difesa del suolo, la gestione dei corsi d'acqua e del demanio idrico nel territorio regionale. Inoltre, stabilisce gli strumenti utili a realizzare tali attività per raggiungere gli obiettivi legati alla difesa del suolo, alla gestione del demanio idrico fluviale e al riassetto idraulico e idrogeologico. I principali temi che la legge affronta sono:

- gestione coordinata del reticolo idrico minore, di competenza comunale, e dei reticoli principale e consortile
- rispetto dell'invarianza idraulica, dell'invarianza idrogeologica e del drenaggio urbano sostenibile
- attività di polizia idraulica nel demanio idrico fluviale
- manutenzione continuata e diffusa del territorio, dei corsi d'acqua, delle opere di difesa del suolo, delle strutture e dei sistemi agroforestali di difesa del suolo
- ripristino delle condizioni di maggiore naturalità dei corsi d'acqua, recupero delle aree di pertinenza idraulica e riqualificazione fluviale
- riordino delle competenze sulla navigazione interna delle acque
- nuove competenze in tema di difesa del suolo per i Consorzi di bonifica e irrigazione.

Nel caso in studio, il tema d'interesse riguarda l'invarianza idraulica che in sintesi consiste nella limitazione dei deflussi delle acque verso il reticolo idrico o la fognatura in caso di realizzazione di nuovi edifici civili e industriali, di parcheggi e strade e di interventi di riqualificazione o comunque di trasformazione del suolo. Nello specifico l'articolo di riferimento è il n.7 che introduce il concetto ed apporta modifiche al testo della legge regionale n.12/2005 (Legge per il Governo del Territorio). Al comma 5, l'articolo fa riferimento al Regolamento

 geologia geotecnica e dati	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	42 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

(R.R. 7/2017 del 23.11.2017 – R.R. 8/2019 del 19.04.2019) contenete i metodi e i criteri per il rispetto dell'invarianza idraulica ed idrogeologica. Sulla base di diversi fattori indicati dal Regolamento i contenuti del progetto di invarianza configurano tipologie di studi via via più approfonditi (articolo 9). La tipologia del caso in studio dovrà essere verificata nella tabella di Figura 26.

CLASSE DI INTERVENTO		SUPERFICIE INTERESSATA DALL'INTERVENTO	COEFF. DEFLUSSO MEDIO PONDERALE	MODALITA' DI CALCOLO	
				AMBITI TERRITORIALI (ARTICOLO 7)	
				AREA A - B	AREA C
0	Impermeabilizzazione potenziale qualsiasi	≤ 0.03 ha (≤ 300 mq)	qualsiasi	Requisiti minimi art.12 comma 1	
1	Impermeabilizzazione potenziale bassa	$Da > 0.03$ a ≤ 0.1 ha ($da > 300$ a ≤ 1000 mq)	≤ 0.4	Requisiti minimi art.12 comma 2	
2	Impermeabilizzazione potenziale media	$Da > 0.03$ a ≤ 0.1 ha ($da > 300$ a ≤ 1.000 mq)	> 0.4	Metodo delle sole piogge (vedi articolo 11 e allegato G)	Requisiti minimi articolo 12 comma 2
		$Da > 0.1$ a ≤ 1 ha ($da > 1.000$ a ≤ 10.000 mq)	qualsiasi		
		$Da > 1$ a ≤ 10 ha ($da > 10.000$ a ≤ 100.000 mq)	≤ 0.4		
3	Impermeabilizzazione potenziale alta	$Da > 1$ a ≤ 10 ha ($da > 10.000$ a ≤ 100.000 mq)	> 0.4	Procedura dettagliata (vedi articolo 11 e allegato G)	

Figura 26 - Tabella 1 - RR 08/2019

9. CONCLUSIONI

L'indagine effettuata e i rilievi eseguiti consentono di trarre le seguenti conclusioni:

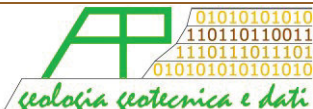
1. L'area in studio ricade nel Comune di Manerbio, classificato dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio in data 20 marzo 2003 n.3274 come di classe 3. La riclassificazione della Regione Lombardia ha riconfermato la classe di appartenenza.
2. Secondo i disposti dell'Ordinanza Presidente del Consiglio n.3274/2003 i terreni di fondazione sono classificabili come di tipo C. Dagli approfondimenti eseguiti si assegna la classe topografica T1.
3. L'analisi sismica di II livello ha restituito valori di Fa minori rispetto alle soglie proposte dalla Regione Lombardia per il comune di Manerbio.
4. L'area in variante è costituita da terreni caratterizzati da Deposito fluvioglaciali e fluviali Wurmiani a litologia prevalentemente sabbiosa, localmente associati a coperture fini limose e limoso sabbiose.
5. L'assetto geomorfologico dell'area è sostanzialmente pianeggiante. Non sono stati rilevati fenomeni geomorfologici in atto o in evoluzione.
6. La falda è stata individuata durante le indagini del Maggio 2025 a circa 6.40 m da p.c..
7. I terreni di fondazione non saranno soggetti a fenomeni di liquefazione in caso di sisma.
8. Nell'area di variante sono confermate le classi di fattibilità espresse nella componente geologica a corredo del Piano di governo del territorio del comune di Manerbio. Le classi di riferimento sono la 2, ovvero fattibilità con modeste limitazioni al cambio d'uso, e la 3, ovvero fattibilità con consistenti limitazioni al cambio d'uso dovute a problematiche idrogeologiche.

Per quanto esposto ed illustrato si dichiara la fattibilità dell'intervento, sotto il profilo geologico, idrogeologico, sismico e geotecnico.

Dr. Geol. Corrado Aletti

Seniga 23.05.2025

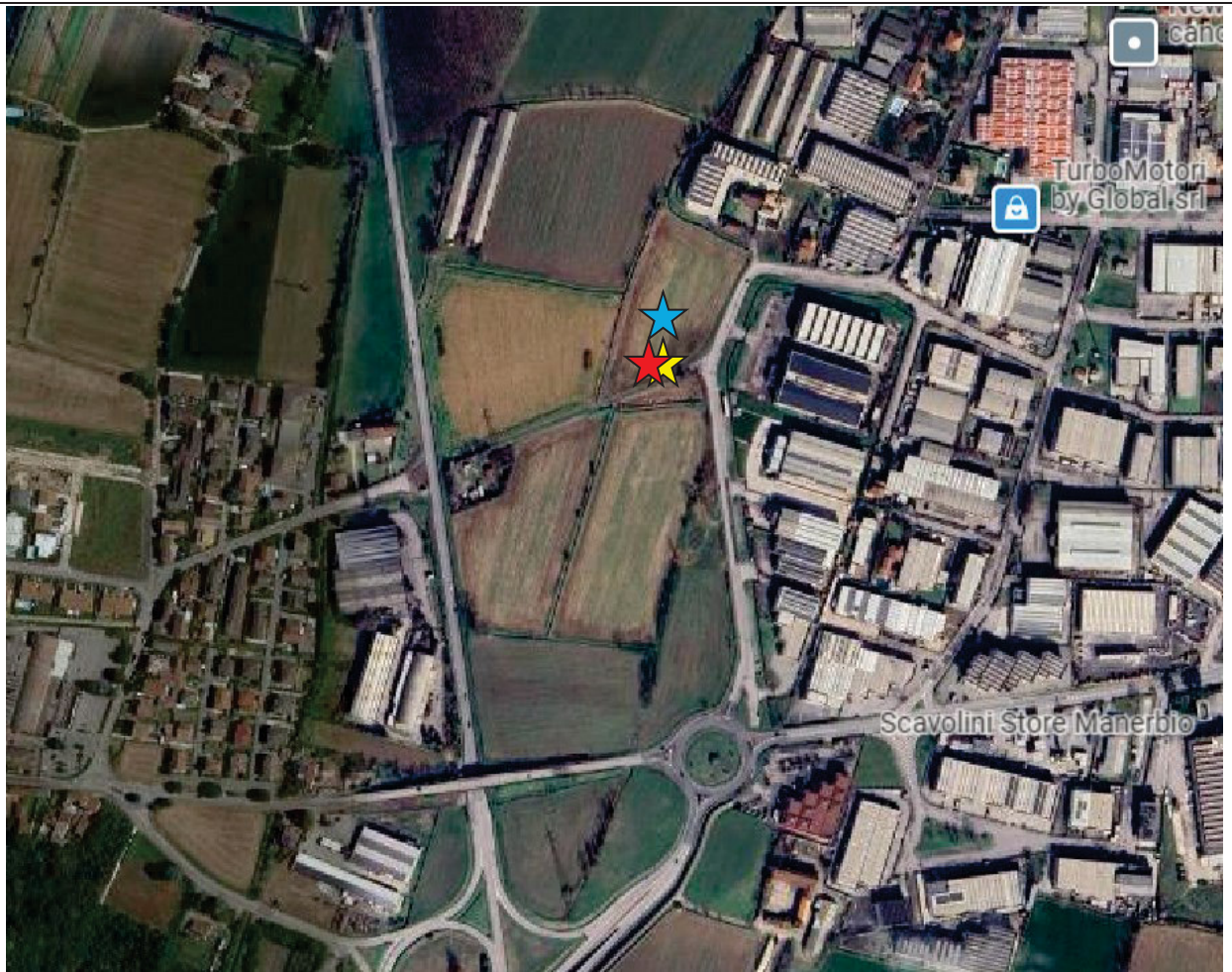
Documento firmato digitalmente

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione AdT4	Maggio 2025	1	44 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

10. TABELLA RIASSUNTIVA PARAMETRI GEOLOGICI

FOGLIO	5	13				
MAPPALE	89/90	5/6/12/13/14/19/193/195/206/211/213/214/215/216/449/451/484/485/589/591/592/594/595/596				
QUOTA (m.s.m)	Da 66.00 a 64.00					
QUOTA FALDA (m.s.m)	57.00 (PGT)					
SOGGIACENZA (m)	Da 9.00 a 7.00 (PGT) / 6.40 (misurata)					
CLASSE FATTIBILITA'	2 / 3					
ZONA SISMICA	3					
PERICOLOSITA' SISMICA	Z4a					
ANALISI SISMICA DI II LIVELLO	Fa < Soglia					
CLASSE TOPOGRAFICA	T1					
CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO	C					
CLASSE DELL'EDIFICIO	II					
PARAMETRI SISMICI		Ag (g)	Fo	Tc (s)		
	SLV	0.132	2.444	0.276		
	SLD	0.048	2.437	0.239		
AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA SS	1.5					
AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA ST	1.0					
FREQUENZA FOND. (Hz)	0.82					
LIQUEFAZIONE	NO					
MODELLO GEOTECNICO	Nome	Profondità	γ (kg/dm³)	φ (°)	Cu (kg/cm²)	E (kg/cm²)
	A	0.00 – 0.40	1.7	/	/	/
	B	0.40 – 2.00	1.8	/	0.6	70
	C	2.00 – 4.60	1.8	34	/	350
	D	4.60 – 5.60	1.9	/	0.7	80
	E	5.60 – 7.00	1.9	34	/	350
TIPO DI FONDAZIONE	PLINTI					
RESISTENZA SLU FONDAMENTALE kg/cm²	1.8					
RESISTENZA SLU SISMICA kg/cm²	1.3					

Allegato 1 – Ubicazione indagini



-  - CPT
-  - DPSH
-  - HVSr

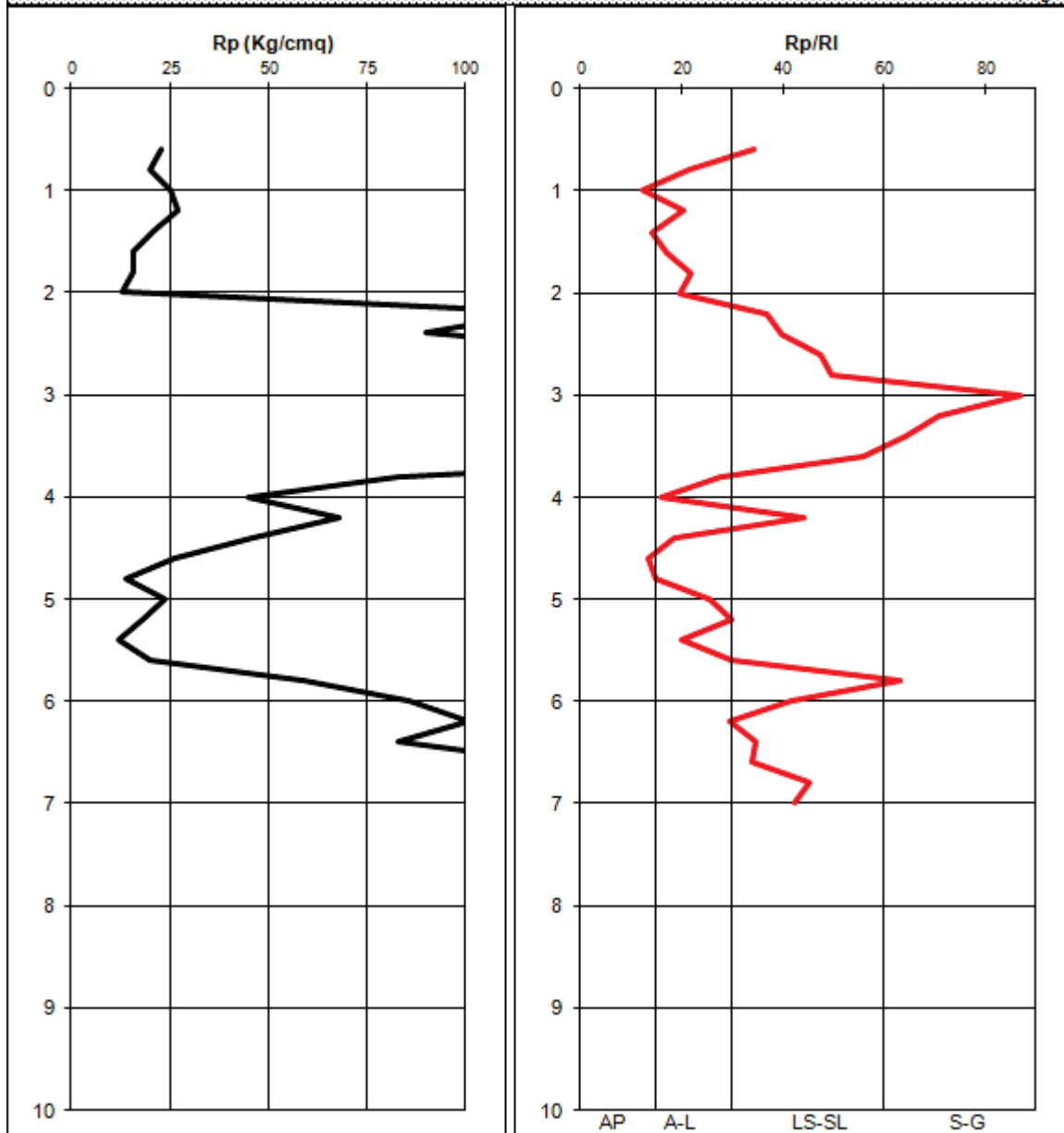
Allegato 2 – Prove penetrometriche

P1

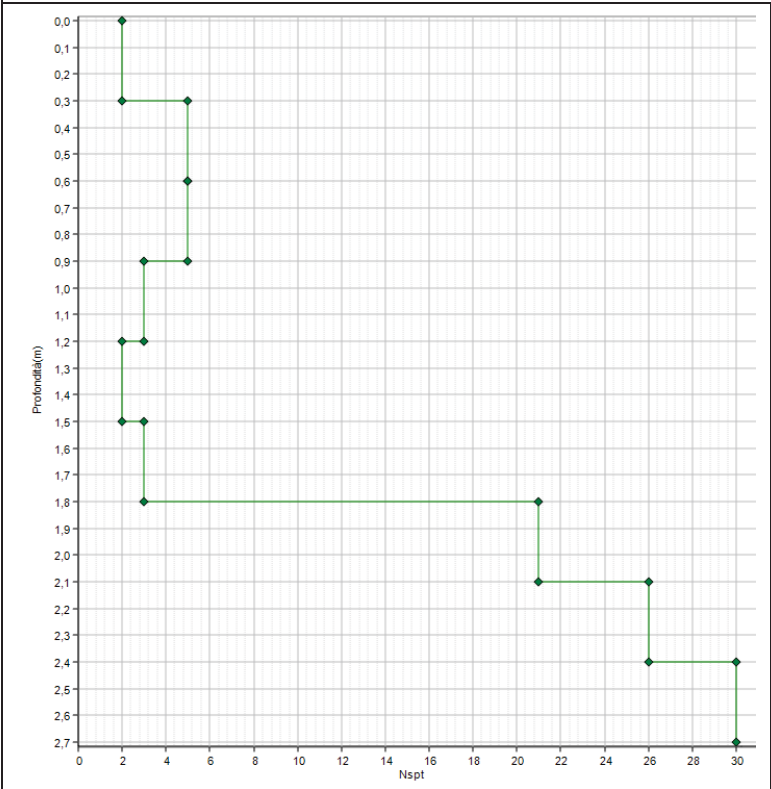
Prova n° 1		Data 27/07/2023					
Committente Lo. Gi. Man srl		Falda -					
Comune Manerbio		Quota p.c.					
Cantiere AdT4							
Prof. m	P Kg/cmq	P+L Kg/cmq	Rt Kg/cmq	Rp Kg/cmq	RI Kg/cmq	Rp/RI	litologia (A.G.I. 1977)
0,0							
0,2							
0,4							
0,6	23	33		23	0,67	35	sabbie lim. e limi sabb.
0,8	20	34		20	0,93	21	argille e limi
1,0	25	55		25	2,00	13	argille plastiche
1,2	27	47		27	1,33	20	argille e limi
1,4	21	43		21	1,47	14	argille plastiche
1,6	16	30		16	0,93	17	argille e limi
1,8	16	27		16	0,73	22	argille e limi
2,0	13	23		13	0,67	20	argille e limi
2,2	120	169		120	3,27	37	sabbie lim. e limi sabb.
2,4	90	124		90	2,27	40	sabbie lim. e limi sabb.
2,6	152	200		152	3,20	48	sabbie lim. e limi sabb.
2,8	226	294		226	4,53	50	sabbie lim. e limi sabb.
3,0	267	313		267	3,07	87	sabbie e ghiaie
3,2	255	309		255	3,60	71	sabbie e ghiaie
3,4	261	322		261	4,07	64	sabbie e ghiaie
3,6	183	232		183	3,27	56	sabbie lim. e limi sabb.
3,8	83	128		83	3,00	28	argille e limi
4,0	45	87		45	2,80	16	argille e limi
4,2	68	91		68	1,53	44	sabbie lim. e limi sabb.
4,4	46	83		46	2,47	19	argille e limi
4,6	26	55		26	1,93	13	argille plastiche
4,8	14	28		14	0,93	15	argille e limi
5,0	24	38		24	0,93	26	argille e limi
5,2	18	27		18	0,60	30	argille e limi
5,4	12	21		12	0,60	20	argille e limi
5,6	20	30		20	0,67	30	argille e limi
5,8	59	73		59	0,93	63	sabbie e ghiaie
6,0	86	117		86	2,07	42	sabbie lim. e limi sabb.
6,2	101	152		101	3,40	30	argille e limi
6,4	83	119		83	2,40	35	sabbie lim. e limi sabb.
6,6	122	176		122	3,60	34	sabbie lim. e limi sabb.
6,8	221	294		221	4,87	45	sabbie lim. e limi sabb.
7,0	240	325		240	5,67	42	sabbie lim. e limi sabb.

Prova n°	1	Data	27/07/2023
Committente	Lo. Gi. Man srl	Falda	-
Comune	Manerbio	Quota	p.c.
Cantiere	AdT4		

pag. 2



P2



Prof.(m)	N.punta	N.riv.to
0,30	2	1
0,60	4	1
0,90	4	4
1,20	3	9
1,50	2	9
1,80	3	8
2,10	18	10
2,40	23	9
2,70	26	