

**Istituto Zooprofilattico Sperimentale
Della Lombardia e dell'Emilia Romagna
"Bruno Ubertini"
via Antonio Bianchi, 7/9
25124 Brescia (BS)**

**Lavori per la trasformazione di parte degli stabulari in ambienti a maggiore
sicurezza biologica da effettuare presso la sede territoriale di Lodi**

PROGETTO ESECUTIVO

**GEN P
RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA**

Bergamo, 12 dicembre 2023

**PROVINCIA DI LODI
COMUNE DI LODI**

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Opere relative a:	REALIZZAZIONE AMPLIAMENTO ISTITUTO ZOOPROLIFATTICO
Località:	VIA ALBERT EINSTEIN - LODI
Committente	ISTITUTO ZOOPROFILATTICO SPERIMENTALE DELLA LOMBARDIA E DELL'EMILIA ROMAGNA "BRUNO UBERTINI" VIA ANTONIO BIANCHI, 7/9 25124 BRESCIA (BS)
Data	28/02/2022
Riferimenti	Rel_197_2023
Il Tecnico	DOTT. GEOLOGO PAOLO GRIMALDI



INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3. STUDI E INDAGINI DI RIFERIMENTO.....	4
3.1 DATI BIBLIOGRAFICI	4
3.2 INDAGINI EFFETTUATE IN SITO	4
3.2.1 INDAGINI GEOTECNICHE	4
3.2.2 INDAGINI GEOFISICHE	4
4. RELAZIONE GEOLOGICA.....	10
4.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E UBICAZIONE DEL SITO	10
4.2 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA	10
4.3 FATTIBILITÀ GEOLOGICA - VINCOLI	10
4.4 IDROGEOLOGIA.....	10
4.4.1 ACQUA NEL SOTTOSUOLO.....	10
4.4.2 PERMEABILITÀ.....	11
4.5 SISMICITÀ DELL'AREA	12
4.5.1 DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA SISMICA DEI SUOLI – SCENARIO DI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE..	12
4.5.2 ANALISI DI PRIMO E DI SECONDO LIVELLO	12
4.5.3 AZIONE SISMICA.....	13
4.5.4 LIQUEFAZIONE DEI TERRENI.....	19
5. CONCLUSIONI RELAZIONE GEOLOGICA	20
6. RELAZIONE GEOTECNICA.....	21
6.1 RISULTATI DELLE INDAGINI – STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO.....	21
6.2 PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI	21
6.3 METODI DI CALCOLO GEOTECNICO ADOTTATI	24
6.4 RISULTATI DEI CALCOLI	28
6.5 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE.....	29
7. CONCLUSIONI RELAZIONE GEOTECNICA	30
7.1 RIASSUNTO	30
7.2 PRESCRIZIONI E AVVERTENZE	31
8. ALLEGATI.....	31

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1: Risultati analisi 2° livello	13
Tabella 2: Modello geotecnico e parametri	23
Tabella 3: Capacità portante.....	28
Tabella 4: Stima dei cedimenti.....	28
Tabella 5: Capacità portante – Azioni sismiche.....	29
Tabella 6: Valori dei cedimenti– Azioni sismiche.....	29

1. PREMESSA

La presente relazione geologica e geotecnica si riferisce ad un'area collocata nel Comune di Lodi in corrispondenza di Via Albert Einstein, a supporto di un progetto che prevede l'ampliamento della sede di Lodi dell'Istituto Zooprofilattico.

L'ubicazione di tale zona si può riscontrare nella corografia riportata in **Allegato 1**.

Il documento è organizzato nelle seguenti parti:

- a) **Descrizione delle indagini dirette e indirette effettuate nel sito:** viene riportata la descrizione delle indagini effettuate sul sito e del materiale bibliografico esistente consultato al fine di ricavare i dati tecnici necessari per gli approfondimenti di tipo geologico, geotecnico, idrogeologico e sismico.
- b) **Relazione geologica:** contiene la caratterizzazione geologica, idrogeologica e sismica del sito oggetto di indagine, e ha l'obiettivo di indicare la sussistenza di controindicazioni, dal punto di vista geologico generale alla realizzazione del progetto che si intende realizzare nella zona in esame. L'analisi geologico-sismica si è basata su sopralluoghi in sito, sulla valutazione di dati esistenti in letteratura, sull'esecuzione di specifiche indagini.
- c) **Relazione geotecnica:** contiene la modellizzazione del sottosuolo e la descrizione delle sue caratteristiche tecniche, ricostruite al fine di fornire un'indicazione dei parametri geotecnici e geomeccanici dei terreni e degli ammassi rocciosi (se presenti), necessari al fine di elaborare interventi di progetto.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **Decreto ministeriale 17.01.2018** – Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- **Circolare 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP.** - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- **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 alle strutture.** Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (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.

3. STUDI E INDAGINI DI RIFERIMENTO

3.1 DATI BIBLIOGRAFICI

Per approfondire in modo dettagliato le conoscenze geologiche, idrogeologiche e sismiche del sito, sono state consultate le seguenti fonti bibliografiche e sitografiche:

- Componente Geologica della pianificazione urbanistica del territorio comunale;
- Geoportale della Regione Lombardia.

3.2 INDAGINI EFFETTUATE IN SITO

3.2.1 INDAGINI GEOTECNICHE

Al fine di approfondire le conoscenze del sottosuolo in termini di caratteristiche meccaniche dei terreni, in vista della futura imposta dell'opera prevista dal progetto, si è proceduto ad effettuare le seguenti prove geotecniche in situ:

- Esecuzione di **n° 2 prove penetrometriche dinamiche SCPT**, al fine di valutare la resistenza alla penetrazione in termini di numero di colpi. Le prove sono state spinte fino ad una profondità tale da valutare le caratteristiche geotecniche dei terreni e hanno permesso inoltre di valutare, in relazione alla variazione della resistenza alla penetrazione, la presenza di riporti e la loro estensione areale e di valutare in concomitanza l'eventuale presenza della falda e il suo livello piezometrico.

Le modalità di prova prevedono l'interruzione dell'esecuzione quando non si realizza l'avanzamento, pari a 30 cm, del dispositivo di penetrazione con un massimo di 100 colpi di maglio di battuta.

L'attrezzatura utilizzata per l'esecuzione delle prove è un penetrometro DPSH (superpesante) Meardi-AGI le cui caratteristiche sono indicate nella seguente tabella

Denominazione componente	DPSH (superpesante) Meardi-AGI
Maglio [Kg]	73
Altezza di caduta [cm]	75
Ø base punta conica [mm]	51
Apertura del cono [°]	60
Lunghezza complessiva della punta [mm]	73,1
Peso sistema di infissione [Kg]	55
Massa delle aste [Kg/m]	7
Diametro delle aste [mm]	34
Penetrazione standard N [cm]	30

In **allegato 5** è riportata l'esatta ubicazione dei punti di esecuzione delle prove, contrassegnati da apposita numerazione.

In **allegato 6** sono riportati i diagrammi delle prove effettuate, i quali riportano l'andamento dei colpi e delle pressioni con la profondità di avanzamento

3.2.2 INDAGINI GEOFISICHE

3.2.2.1 UBICAZIONE ANALISI "MASW"

In data 14/11/2023, è stata eseguita un'indagine MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) in corrispondenza dell'area sede del progetto in esame. Lo stendimento geofisico è indicato nell'**allegato 5** in cui sono state riportate le ubicazioni delle indagini eseguite.

3.2.2.2 METODO "MASW"

Il metodo MASW "Multichannel Analysis of Surface Waves" è una tecnica di indagine non invasiva che permette di individuare il profilo di velocità delle onde di taglio VS, sulla base della misura delle onde superficiali eseguita in corrispondenza di diversi sensori, chiamati geofoni, posti sulla superficie del suolo.

Le onde di superficie sono due: quelle di Rayleigh e quelle di Love; esse sono dette superficiali perché la loro ampiezza decrementa in modo esponenziale con la profondità e la loro propagazione interessa quindi un

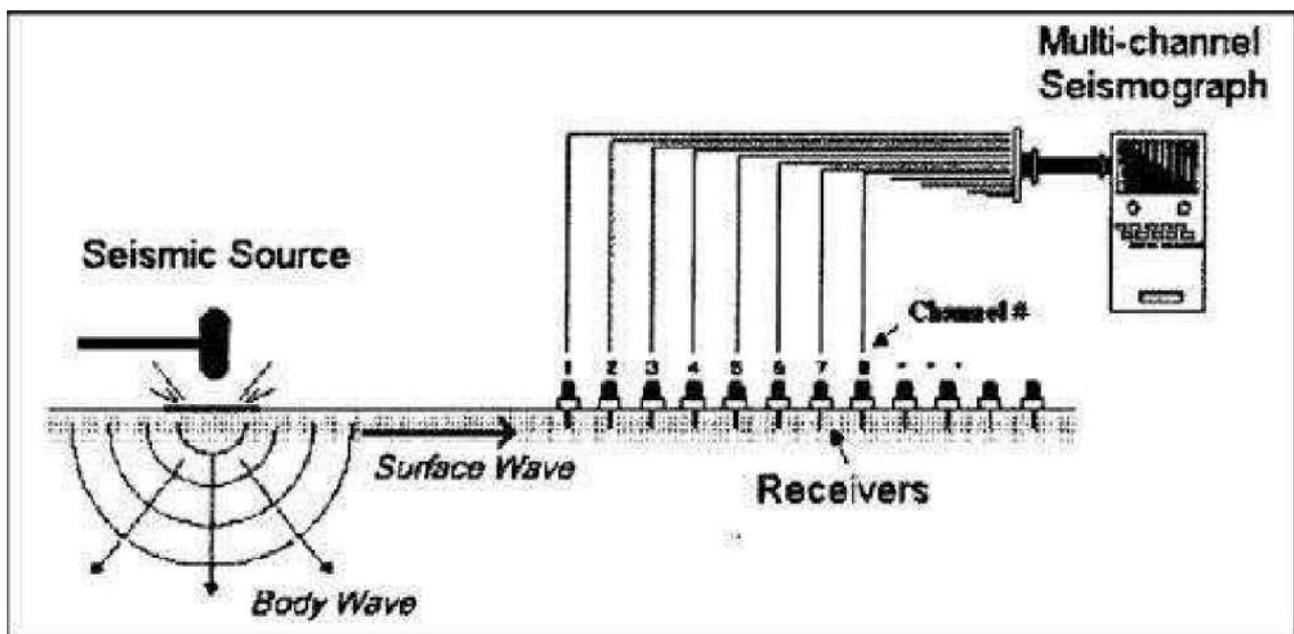
limitato spessore di superficie. Rispetto alle onde di corpo la loro ampiezza è notevolmente maggiore e per questo motivo tipicamente domina qualsiasi dataset sismico.

Le onde di Rayleigh si muovono su un piano radiale secondo un moto detto retrogrado; l'andamento del moto indica che queste onde hanno sia una componente verticale che una componente orizzontale radiale. Le onde di Love si muovono solamente sul piano orizzontale con un'oscillazione la cui direzione è perpendicolare rispetto alla direzione di propagazione dell'onda.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo; invece, onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati meno superficiali del suolo.

Il metodo di indagine MASW utilizzato è di tipo attivo in quanto le onde superficiali sono generate in un punto sulla superficie del suolo e misurate da uno stendimento lineare di sensori. Il metodo attivo generalmente consente di ottenere uno spettro delle velocità di fase sperimentale, che fornisce informazioni sulla parte più superficiale del suolo, generalmente compresa nei primi 30-50 m, in funzione della rigidità del suolo e delle caratteristiche della sorgente.

Figura 1: Schema stendimento sismico MASW



Le norme tecniche delle costruzioni 2018 introducono il concetto di V_s equivalente (V_{sE}):

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

in cui la profondità H è quella a cui la velocità V_s è pari o superiore a 800 m/s (bedrock sismico).

Sulla base del valore di V_s viene classificato il sottosuolo dal punto di vista sismico secondo le categorie riportate dalle NTC 2018.

3.2.2.3 ACQUISIZIONE DATI “MASW”

L'acquisizione di campagna è stata condotta con sismografo PASI modello Gea 24 con possibilità di stack degli impulsi sismici, filtraggio digitale programmabile (per la riduzione dei rumori) e guadagno automatico del segnale (in ampiezza), geofoni verticali e orizzontali da 4.5 Hz spazati di 3 m con offset a 1 m di distanza dal primo geofono. La lunghezza dello stendimento eseguito è di 34 m.

L'energizzazione è avvenuta tramite mazza del peso di 10 Kg, battuta su di una piastra di acciaio e su di una traversina di legno, in funzione del tipo di onda da generare.

Per avere un'approfondita Analisi Multicanale delle Onde di Superficie (M.A.S.W.), sono stati acquisiti 3 dataset differenti, tramite altrettante modalità di acquisizione:

- Dataset Onde Rayleigh componente verticale (ZVF)
 - 12 geofoni verticali da 4,5 Hz
 - Energizzazione verticale su piastra quadrata in acciaio
- Dataset Onde Rayleigh componente radiale (RVF)
 - 12 geofoni orizzontali da 4,5 Hz con l'asse del geofono parallelo allo stendimento
 - Energizzazione verticale su piastra quadrata in acciaio
- Dataset Onde Love componente orizzontale (THF)
 - 12 geofoni orizzontali da 4,5 Hz con l'asse del geofono perpendicolare allo stendimento
 - Energizzazione orizzontale su traversina in legno.

L'elaborazione è stata eseguita tramite il software WinMASW Academy 2018.

Nell'analisi sono stati scelti i dataset migliori acquisiti adottando il più rappresentativo per le Onde di Rayleigh (ZVF o RVF) e per le Onde di Love (THF). Una volta individuati sono stati determinati gli spettri di velocità per ogni dataset, a questo punto dopo svariate elaborazioni si è scelta l'analisi congiunta migliore tra le combinazioni (ZVF-THF), (RVF-THF), e (ZVF-RVF).

Scelta la combinazione per l'elaborazione da utilizzare è stata effettuata una modellazione congiunta, utilizzata come modello per lanciare l'inversione con l'utilizzo del fronte di Pareto per la validazione dell'interpretazione dei dati. La combinazione utilizzata è stata (ZVF-THF).

È necessario sottolineare che l'interpretazione delle indagini geofisiche viene fatta nell'ipotesi che gli strati del sottosuolo siano omogenei, orizzontali e con superfici di separazione piano parallele. Si rammenta infine come, in ogni caso, la valutazione delle velocità e degli spessori dei singoli strati viene effettuata con un margine di incertezza, insita proprio nei metodi geofisici, che si aggira attorno al 10-15%.

3.2.2.4 RAPPRESENTAZIONE ED INTERPRETAZIONE DEI DATI SISMICI

Si riportano di seguito i sismogrammi scelti per la modellazione congiunta (ZVF + THF) ed i relativi spettri di velocità, frutto della somma di ciascuna acquisizione, filtrati da eventuali disturbi di fondo.

Figura 2: sismogrammi e spettri velocità ZVF (onde Rayleigh, componente verticale)

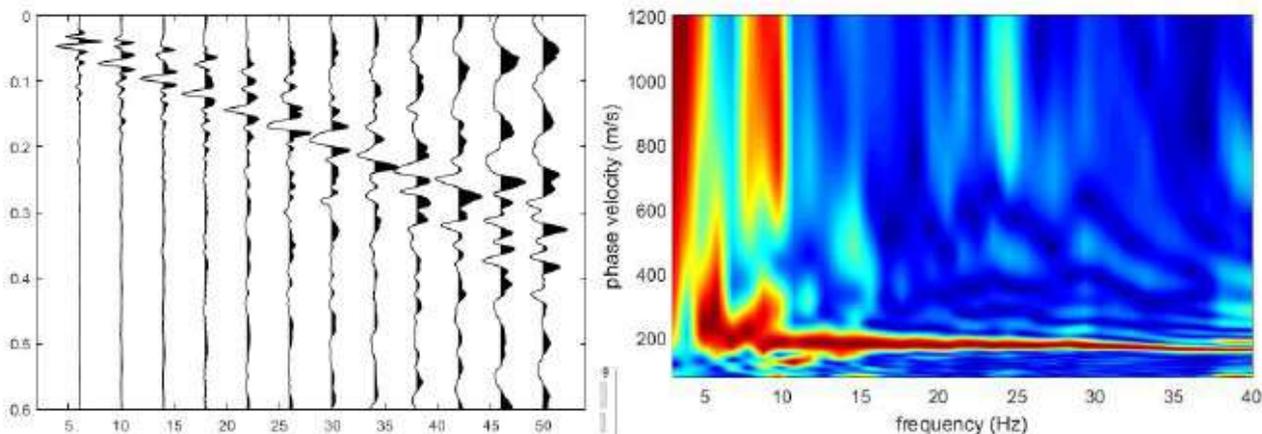
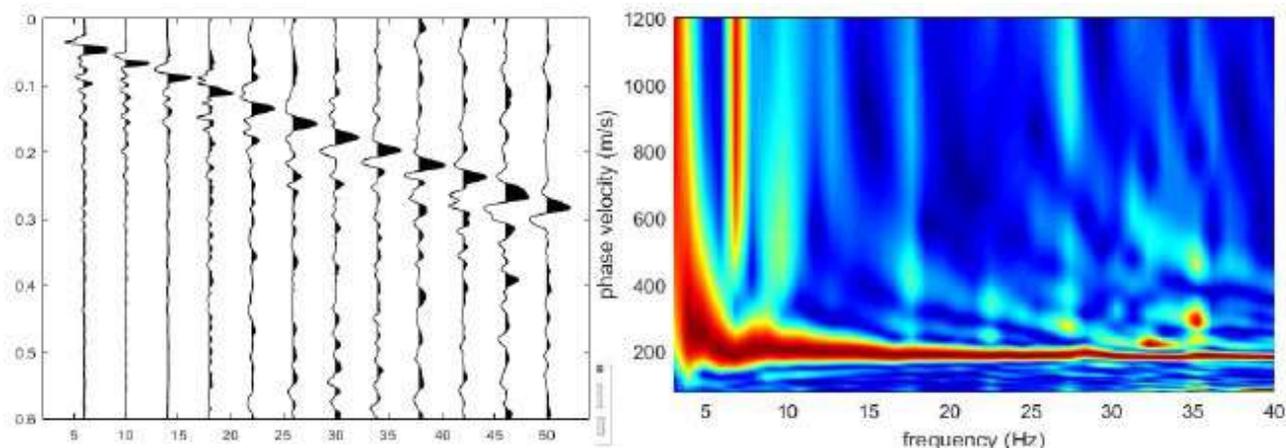
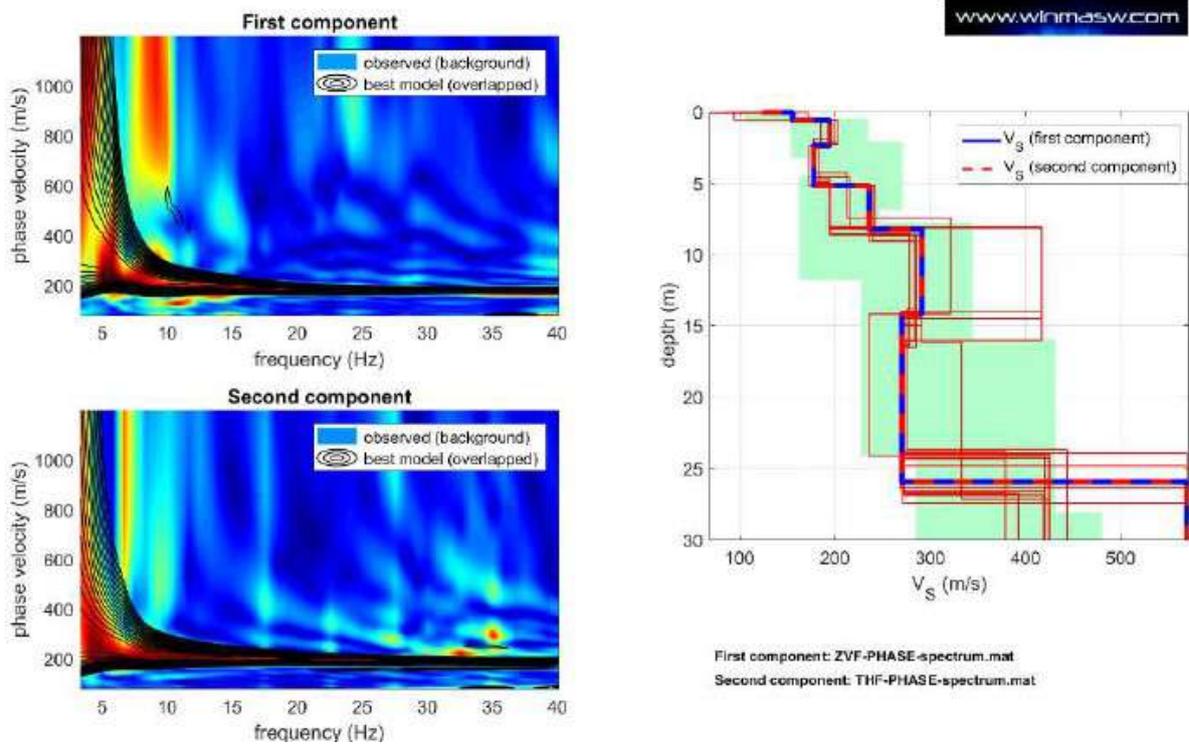


Figura 3: sismogrammi e spettri di velocità THF (Onde Love, componente orizzontale)



Mediante una modellazione diretta in FVS (Full Velocity Spectrum) si costruiscono i sismogrammi sintetici e, successivamente si lancia l'inversione. Tramite questo approccio vengono invertiti gli spettri di velocità e non, come nell'approccio classico, le curve di dispersione identificate e piccate dall'utente. Questo significa che, adottando questo approccio, non è necessario fare il picking dei dati, che porta con sé maggiore soggettività nelle elaborazioni.

Figura 4: inversione congiunta full velocity spectral ZVF- THF



Il software restituisce due differenti modellazioni: il modello della distanza minima (minimum distance model o best model) e il modello medio (mean model).

Figura 5: Modello distanza minima dei modelli in full velocity spectral per le onde di Rayleigh- componente verticale (ZVF).

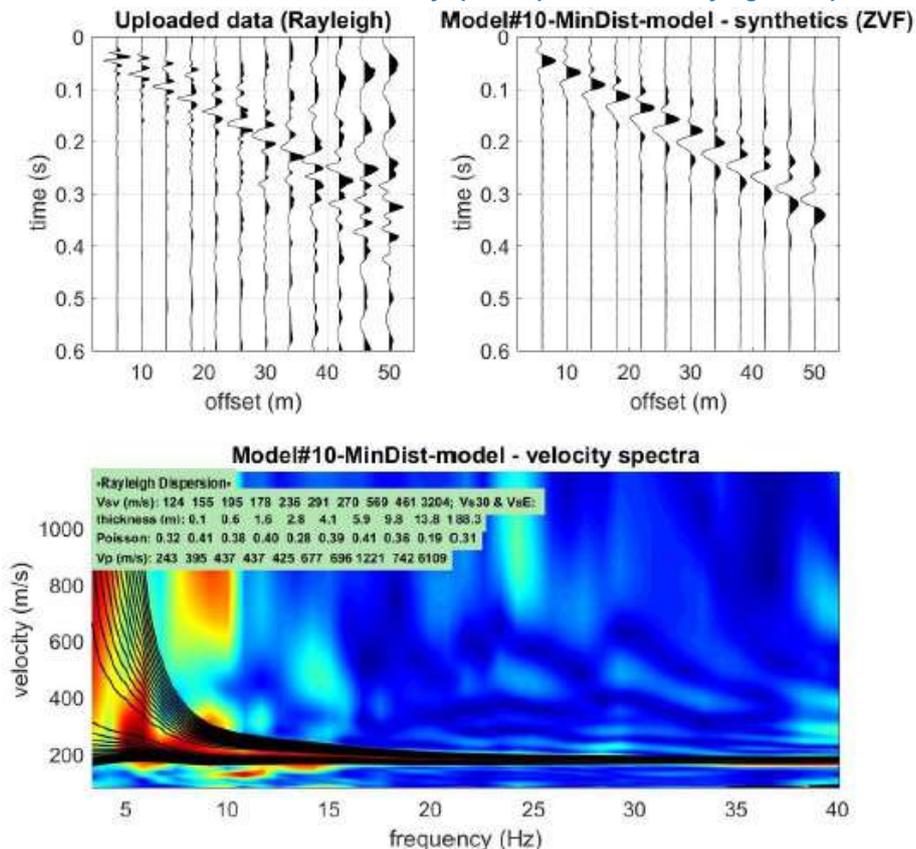


Figura 6 Modello distanza minima dei modelli in full velocity spectral per le onde di Love (THF)

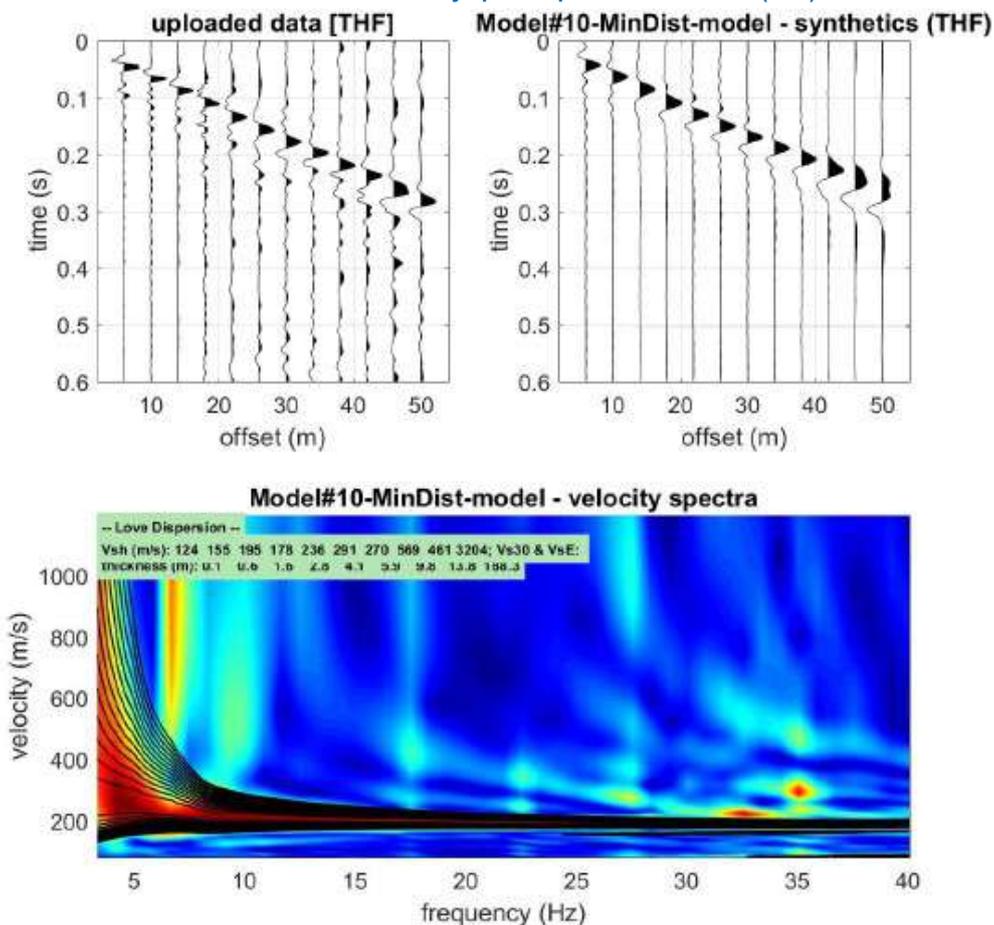


Figura 7: Modello medio dei modelli in full velocity spectral per le onde di Rayleigh- componente verticale (ZVF)

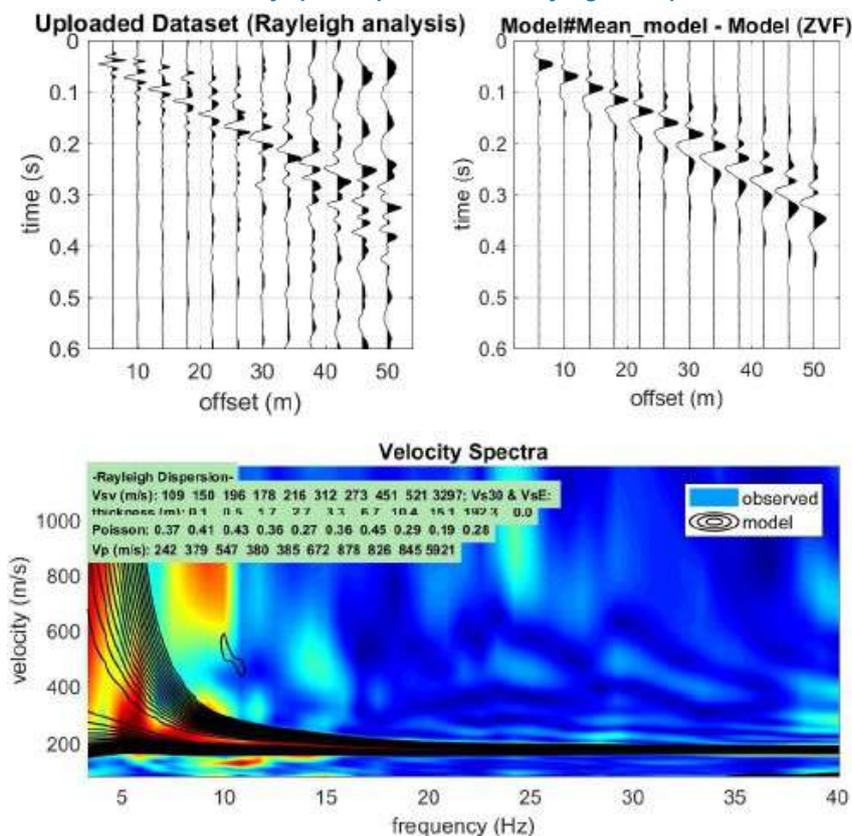


Figura 8: Modello medio dei modelli in full velocity spectral per le onde di Love (THF)

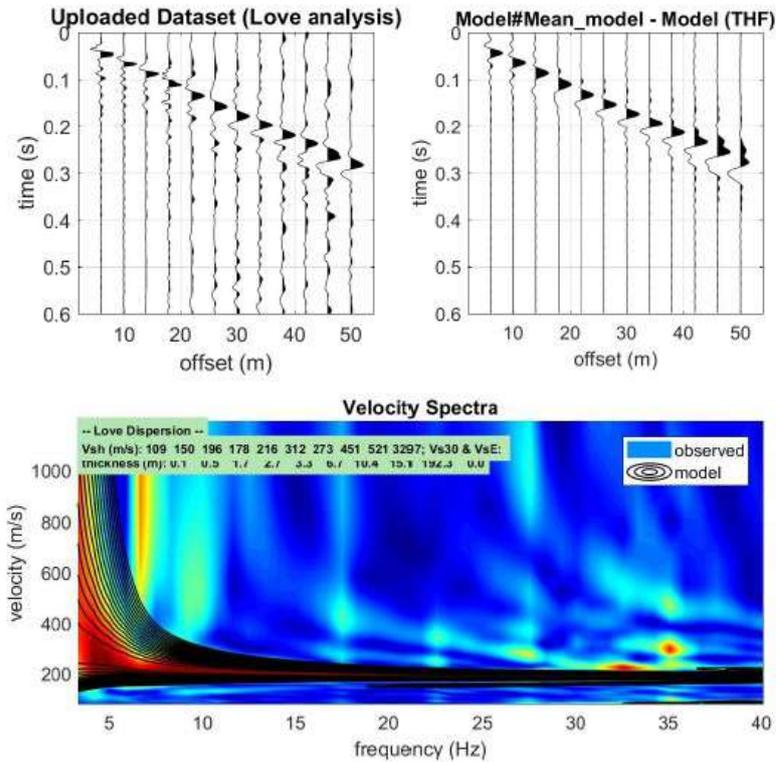
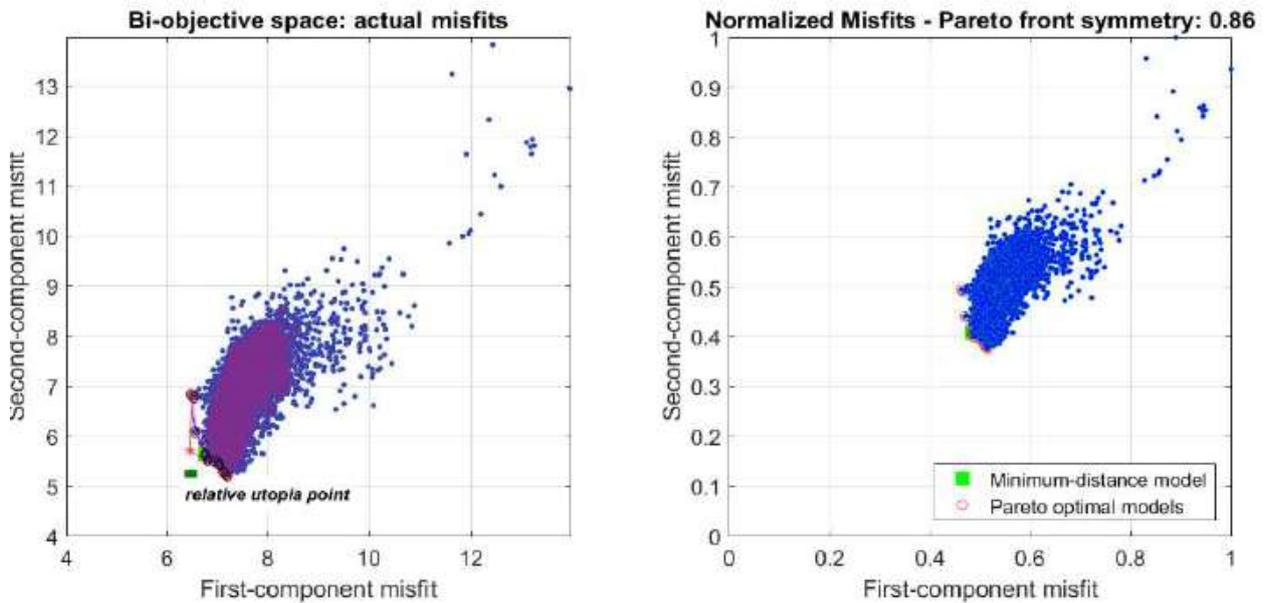


Figura 9: diagrammi di distribuzione Pareto



In allegato 7 al presente documento è riportata l'interpretazione sismo-stratigrafica del sito in esame in termini di profilo delle VS in profondità, con indicazione della classificazione sismica del sottosuolo che contraddistingue il sito.

4. RELAZIONE GEOLOGICA

4.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E UBICAZIONE DEL SITO

La zona oggetto della presente relazione, riscontrabile sulla corografia riportata in **allegato 1**, è situata in corrispondenza della parte sudoccidentale del territorio comunale di Lodi in prossimità della SS9 che nella zona assume la funzione di tangenziale cittadina.

Il sito oggetto di indagine si presenta scarsamente edificato se non per la presenza del campus universitario della Facoltà di Medicina Veterinaria dell'Università degli Studi di Milano e dell'Istituto di Zooprofilassi della Lombardia e dell'Emilia-Romagna, sede di Lodi.

Al sito si accede attraverso la viabilità ordinaria del comune.

4.2 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

La zona in esame si presenta generalmente pianeggiante e, a tratti, debolmente ondulata o terrazzata

Il sito a cui la presente relazione si riferisce è situato in corrispondenza del Livello Fondamentale della Pianura ed è costituito da depositi alluvionali con litologia prevalentemente sabbiosa, più ghiaiosa in profondità, con livelli superficiali a granulometria più fine limoso-sabbiosa e localmente argillosa. Sono caratterizzati da suoli profondi fino a 1.5 m e maturi (Alfisuoli). La permeabilità è generalmente bassa, con difficoltà localizzate di drenaggio superficiale, causate da livelli fini superficiali e da processi pedogenetici.

La carta geologica-geomorfologica della CG della pianificazione urbanistica comunale, di cui si allega stralcio come **allegato 2**, distingue per il Livello Fondamentale della Pianura le seguenti unità:

- **LF2** - Superficie modale stabile, pianeggiante o leggermente ondulata, intermedia tra le aree più rilevate (dossi) e depresse (conche e paleovalvei).
- **LF3** - Depressioni di forma subcircolare a drenaggio mediocre o lento, talora con evidenze di fossi scolanti e baulature dei campi.

4.3 FATTIBILITÀ GEOLOGICA - VINCOLI

Con riferimento alla carta di fattibilità geologica riportata nello studio geologico del territorio comunale redatto a supporto della pianificazione comunale, (stralcio in **allegato 3**) si evince che la zona è classificata in **classe di fattibilità 2- Fattibilità con modeste limitazioni**.

Vale nel caso specifico dell'area in esame la classe di fattibilità 2a- pianura laudense occidentale. In considerazione delle caratteristiche geologiche ed idrogeologiche di questi terreni viene prescritta l'esecuzione di approfondimenti geologici ed idrogeologici, da eseguire con indagini geognostiche in sito e con relazione geologica di fattibilità, geologica e geotecnica; si applicano le disposizioni del Regolamento Regionale n.7/2017 di Invarianza idraulica e ss.mm.ii. In questi terreni non è consentita l'esecuzione di vasche di contenimento di liquami, prive di adeguata protezione ed impermeabilizzazione.

Per quanto riguarda la carta dei vincoli riportata nello studio geologico del territorio comunale si evince la sola presenza dei **vincoli di polizia idraulica** in quanto il sito in esame si trova nelle immediate vicinanze di una fascia di rispetto del reticolo idrico consortile per la quale valgono le limitazioni di trasformazione del territorio stabilite dal regolamento di polizia idraulica d.g.r 25 gennaio 2002, n 7/7868.

Si evidenzia comunque che le costruzioni di progetto non interferiscono con le fasce di tutela dei corsi d'acque presenti nella zona.

4.4 IDROGEOLOGIA

4.4.1 ACQUA NEL SOTTOSUOLO

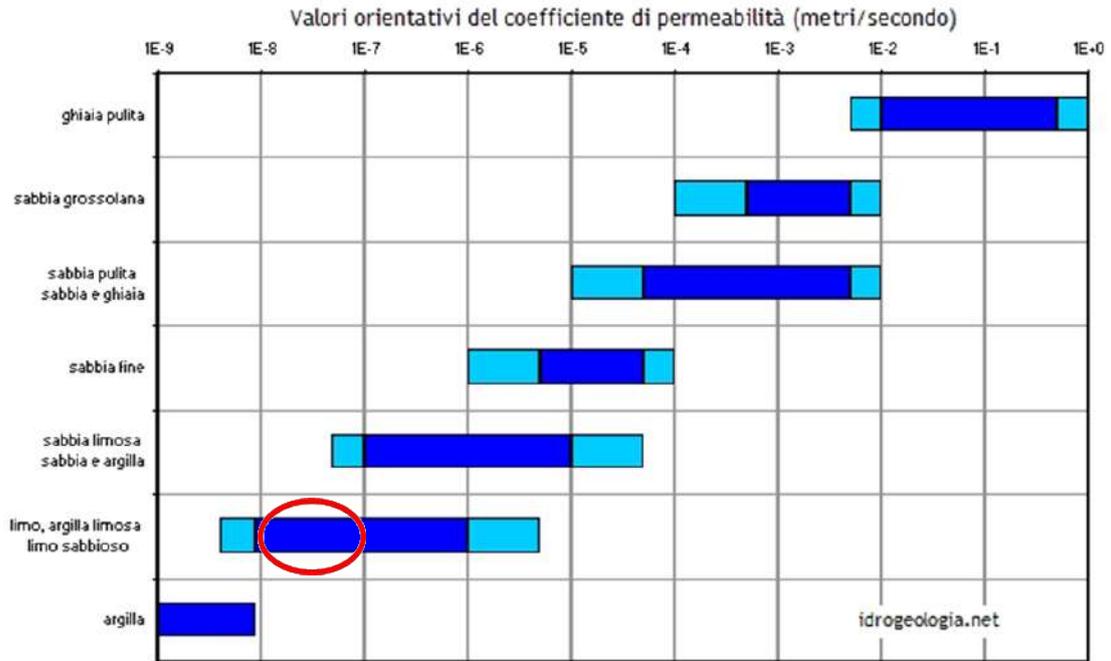
Le informazioni reperite dagli studi geologici generali, effettuati dall'amministrazione comunale di Lodi a supporto della pianificazione urbanistica del territorio, e le indagini geotecniche eseguite in loco evidenziano una profondità della superficie piezometrica posta ad una profondità media di circa – 3 metri dal piano di campagna.

Non sono noti dati di escursione verso l'alto della superficie piezometrica, che, in corrispondenza di periodi prolungati di forte piovosità potrebbe raggiungere quote prossime al piano di campagna.

4.4.2 PERMEABILITÀ

Con riferimento alla granulometria prevalente dei terreni superficiali riscontrata nelle indagini precedentemente commentate, e in riferimento alla figura di seguito riportata, la permeabilità dei terreni superficiali si può definire **bassa** (da 10^{-8} a 10^{-7} m/sec).

Figura 10: Permeabilità dei terreni



4.5 SISMICITÀ DELL'AREA

4.5.1 DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA SISMICA DEI SUOLI – SCENARIO DI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

Sulla base dei risultati delle indagini geofisiche effettuate in corrispondenza del sito in esame, nonché in considerazione della litologia prevalente riscontrabile sul luogo, dal punto di vista sismico il sottosuolo viene classificato come riportato in cornice rossa nell'elenco seguente:

- **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.
- **B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti** caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
- **C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti** con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
- **D - Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti** con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 100 m/s e 180 m/s.
- **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.

Le valutazioni di seguito effettuate consentiranno di definire la categoria di sottosuolo da adottare per la progettazione delle opere.

4.5.2 ANALISI DI PRIMO E DI SECONDO LIVELLO

La pericolosità sismica locale, riferita al sito in questione, è stata definita dallo studio geologico a supporto del territorio comunale, con classificazione secondo lo scenario **Z4a**, terreni di zona di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi, l'effetto atteso nei confronti delle onde sismiche è quindi quello di una amplificazione litologica. Si veda a tal proposito l'estratto della carta della pericolosità sismica riportata in **allegato 4**.

Lo studio geologico a supporto della pianificazione territoriale di Lodi ha effettuato l'analisi di 2° livello sull'intero territorio comunale; tuttavia, si è proceduto ad effettuare tale approfondimento considerando i dati derivati dall'indagine geofisica sito specifica.

Si evidenzia innanzitutto che, per quanto riguarda il territorio comunale di Lodi:

- I fattori soglia per i terreni di categoria C (come classificati dall'indagine sismica) sono rispettivamente:
 - **1,8 per l'intervallo 0,1 – 0,5 sec**
 - **2,4 per l'intervallo 0,5 – 1,5 sec**
- L'intervallo 0,1 - 0,5 sec si riferisce a **strutture relativamente basse**, regolari e piuttosto rigide;
- L'intervallo 0,5 – 1,5 sec **si riferisce a strutture alte** e piuttosto flessibili.

L'applicazione del 2° livello di approfondimento sismico è finalizzato a ricavare il valore delle V_{s30} mediante i risultati dell'indagine geofisica MASW effettuata, fino alle profondità investigate nel corso dell'indagine geotecnica (-30 metri dal piano di campagna); come previsto dalla normativa, si sono valutati dati geologici a disposizione e si ipotizzato un opportuno gradiente di V_s , tale da raggiungere il valore di 800 m/s, coincidente con il bedrock (suolo di categoria A).

La profondità ipotizzata per la presenza di tale livello è stata fissata a -30,00 metri dalla quota del p.c. si è ricavato il seguente andamento sismo-stratigrafico delle V_{s30} :

Profondità H [m]	Spessore dello strato [m]	V_{s30} [m/s]
0,1	0,1	124
0,7	0,6	155
2,3	1,6	195
5,1	2,8	178
9,2	4,1	236
15,1	5,9	191
24,9	9,8	270
38,7	13,8	569
50	11,3	700
58	8	800

A questo punto si ricava il periodo proprio del sito T mediante la seguente equazione:

$$T = \frac{4x \sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n V_{s_i} x h_i} \cdot \sum_{i=1}^n h_i$$

dove h_i e V_{s_i} sono lo spessore e la velocità dello strato i -esimo del modello. Per il sito in esame è risultato un valore di **T = 0,5 sec.**

La litologia prevalente presente nel sito e l'andamento delle V_{s30} nel sottosuolo ha determinato la scelta della scheda per la litologia **sabbiosa** di cui al punto 2.2.2. dell'allegato 5 alla DGR 2616/2011.

Considerando come dati di ingresso:

- spessore dello strato superficiale di 10,0 metri con V , calcolata con una media ponderata, pari a circa 200 m/s poggiante su strato con velocità maggiore di 500 m/s

e, conseguentemente, l'utilizzo della curva 1 per entrambi gli intervalli nella prova in esame si ottiene:

- un valore di **Fa = 1,7** per l'intervallo 0,1 – 0,5 sec;
- un valore di **Fa = 1,5** per l'intervallo 0,5 – 1,5 sec;

i valori del fattore di amplificazione F_a sono stati ricavati mediante le formule di riferimento e confrontati con i valori soglia (si veda banca dati Regione Lombardia *soglie_lomb.xls*).

Nella tabella seguente si riassumono i risultati dell'analisi.

Tabella 1: Risultati analisi 2° livello

EFFETTI LITOLOGICI – SCHEDA LITOLOGIA sabbiosa – Terreni CAT. C				
T	Intervallo	Equazione	Fa MASW	Fa soglia
0,5	0,1 – 0,5 s	$F_{a0,1-0,5} = -12,621T^2 + 7,79 T + 0,76$	1,7	1,8
	0,5 – 1,5 s	$F_{a0,5-1,5} = 0,57T^3 - 2,18T^2 + 2,38 T + 0,81$	1,5	2,4

Il fattore di amplificazione ricavato per l'intervallo 0,1÷0,5 s risulta **uguale al rispettivo valore soglia per i terreni di categoria C, considerando un incremento di 0,1**: la normativa è pertanto da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito, come peraltro evidenziato anche dallo CG del comune di Lodi.

Il fattore di amplificazione ricavato per l'intervallo 0,5÷1,5 s risulta **inferiore al rispettivo valore soglia per i terreni di categoria C, anche considerando un incremento di 0,1**: la normativa è pertanto da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito.

In applicazione dei disposti normativi stabiliti dalla Regione Lombardia per la progettazione:

- si potrà utilizzare lo spettro relativo al suolo di categoria superiore C nel caso di costruzione bassa e rigida (a parere dello scrivente quelle previste dal progetto);**
- si potrà utilizzare lo spettro relativo al suolo di categoria C nel caso di costruzioni alte e flessibili.**

4.5.3 AZIONE SISMICA

Dal punto di vista sismico il territorio di Lodi è classificato in classe sismica 3.

L'accelerazione massima A_{gmax} prevista sul territorio comunale, secondo quanto riportato nella DGR 11 luglio 2014 n. X/2129, è pari a 0,073095.

La pericolosità sismica di un'area è definita in termini di:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T^*c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Ai sensi delle NTC 2018 la determinazione delle azioni sismiche deve essere determinata sito per sito facendo riferimento ai valori di accelerazione sismica di base riportati nell'allegato B del D.M. con riferimento a una griglia con lato pari a circa 10 km che ricopre tutto il territorio nazionale con tempi di ritorno compresi tra 30 e 2745 anni.

Di seguito si procede all'individuazione del sito con indicazione delle coordinate dei vertici della maglia della griglia di riferimento.

Sito in esame.

latitudine: 45,783408
 longitudine: 9,443001
 Classe: 2
 Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 10932	Lat: 45,7663	Lon: 9,4100	Distanza: 3188,285
Sito 2	ID: 10933	Lat: 45,7687	Lon: 9,4815	Distanza: 3404,868
Sito 3	ID: 10711	Lat: 45,8186	Lon: 9,4781	Distanza: 4767,547
Sito 4	ID: 10710	Lat: 45,8163	Lon: 9,4066	Distanza: 4614,752

Il passo successivo è la definizione del periodo di riferimento dell'azione sismica V_R , il quale, ai sensi del punto 2.4.3 delle NTC 2018 è definito come

$$V_R = V_N * C_U$$

V_N è la vita nominale di un'opera strutturale da intendersi come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Si riporta la tabella 2.4.1. delle NTC 2018 con indicazione della vita nominale per diversi tipi di opere.

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

Per le costruzioni in esame si considera una $V_n \geq 50$ anni

Il termine C_U indica le classi d'uso di seguito riportate, come da punto 2.4.2 delle NTC

- **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 D.M. 5 novembre 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.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella Tab. 2.4.II. delle NTC 2018

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

Per l'opera in esame si considera una classe d'uso II avente coefficiente C_U pari a 1: il periodo di riferimento per l'opera in esame risulta pari a 50 anni.

Sulla base di quanto sopra riportato, utilizzando i software Geostru e *Spettri NTC Ver.1.7.0.*, si sono determinati i parametri di azione a_g , F_0 e T_c^* per i periodi di ritorno T_r associati a ciascuno Stato Limite e gli spettri elastici di riferimento per i diversi stati limite.

Si evidenzia che ai fini delle NTC 2018 le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido, con superficie topografica con inclinazione maggiore ai 15° (categoria T2);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $Se(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.

La tabella 3.2.1. delle NTC 2018, di seguito riportata, evidenzia le probabilità di superamento P_{VR} cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati

Stati limite		PVR: Probabilità di superamento nel periodo riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Sulla base dei parametri precedentemente riportati vengono calcolati gli spettri di risposta elastici di riferimento per i vari Stati Limiti che si provvede a riportare.

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 50anni
Coefficiente c_u : 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,021 g
Fo: 2,555
Tc*: 0,175 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,028 g
Fo: 2,530
Tc*: 0,195 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,063 g
Fo: 2,596
Tc*: 0,281 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0,080 g
Fo: 2,604
Tc*: 0,293 [s]

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

SLO:

Ss: 1,500
Cc: 1,870
St: 1,000
Kh: 0,006
Kv: 0,003
Amax: 0,315
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,500
Cc: 1,800
St: 1,000
Kh: 0,008
Kv: 0,004
Amax: 0,409
Beta: 0,200

SLV:

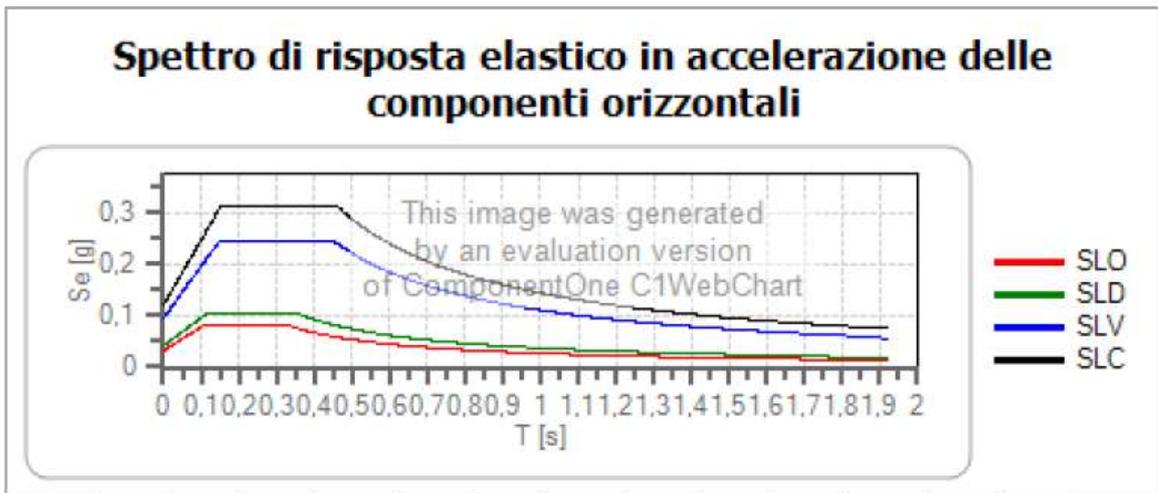
Ss: 1,500
Cc: 1,600
St: 1,000
Kh: 0,019
Kv: 0,009
Amax: 0,929
Beta: 0,200

SLC:

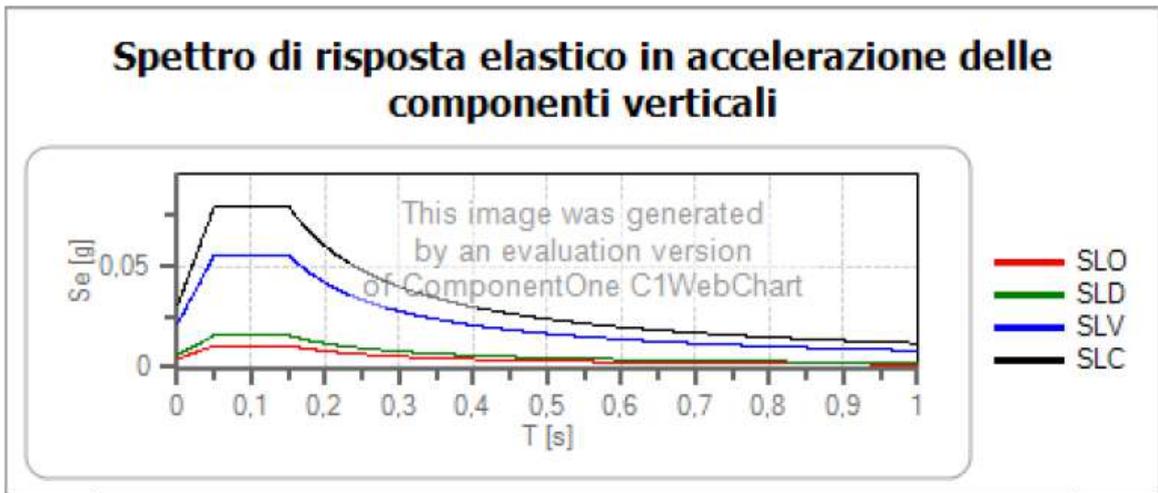
Ss: 1,500
Cc: 1,570
St: 1,000
Kh: 0,024
Kv: 0,012
Amax: 1,179
Beta: 0,200

Figura 11 - Spettri di risposta

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali e verticali
 Coefficiente di smorzamento viscoso = 5 %
 Fattore che altera lo spettro elastico = 1,000



	cu	ag [g]	Fo	Tc* [s]	Ss	Cc	St	S		TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLO	1	0,021	2,555	0,175	1,500	1,870	1,000	1,500	1,000	0,109	0,327	1,686
SLD	1	0,028	2,530	0,195	1,500	1,800	1,000	1,500	1,000	0,117	0,351	1,711
SLV	1	0,063	2,596	0,281	1,500	1,600	1,000	1,500	1,000	0,150	0,450	1,853
SLC	1	0,080	2,604	0,293	1,500	1,570	1,000	1,500	1,000	0,153	0,460	1,920



	cu	ag [g]	Fo	Tc* [s]	Ss	Cc	St	S		TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLO	1	0,021	2,555	0,175	1,000	1,870	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLD	1	0,028	2,530	0,195	1,000	1,800	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLV	1	0,063	2,596	0,281	1,000	1,600	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLC	1	0,080	2,604	0,293	1,000	1,570	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000

Spettro di progetto

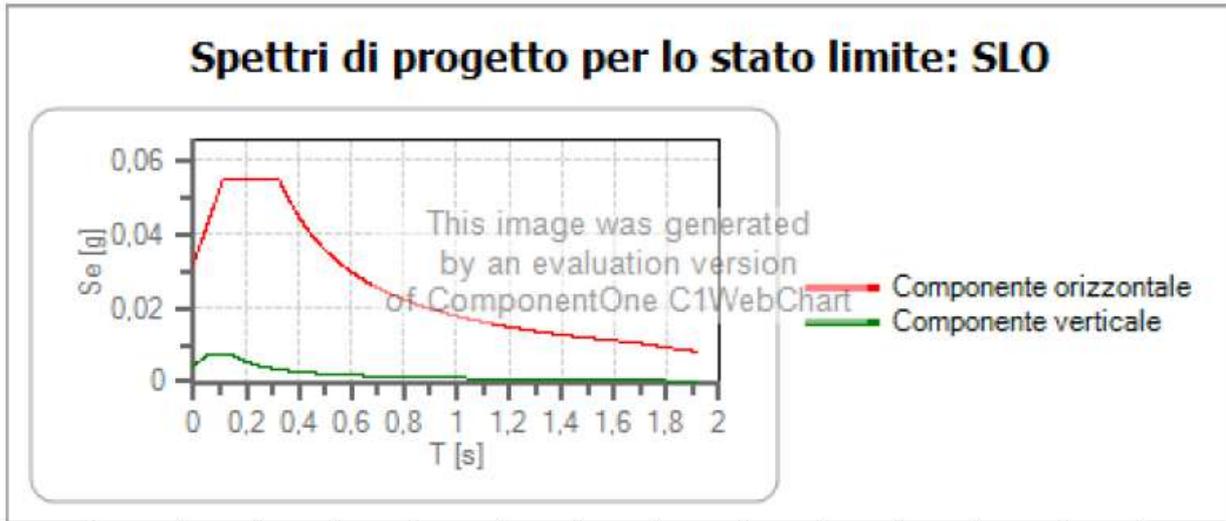
Coefficiente di struttura q per lo spettro orizzontale = 1.5

per lo spettro orizzontale = 0,667

Coefficiente di struttura q per lo spettro verticale = 1.5

per lo spettro verticale = 0,667

Stato limite: SLO



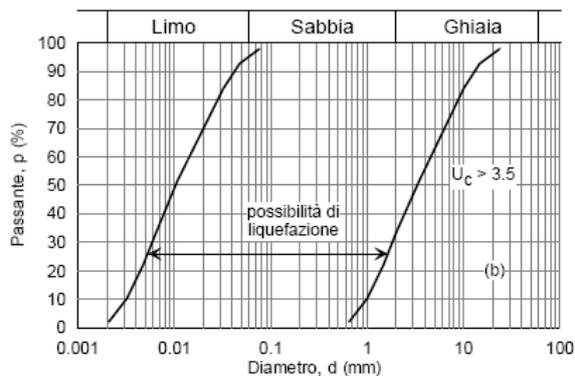
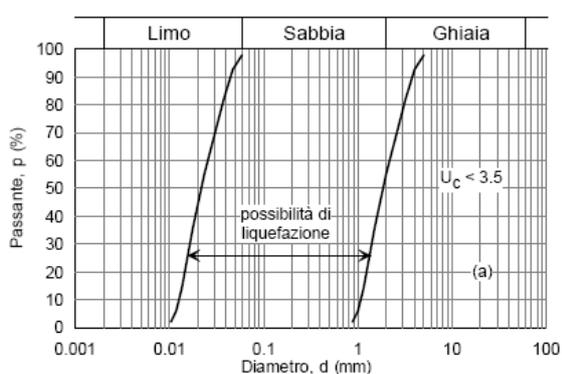
	cu	ag [g]	Fo	Tc* [s]	Ss	Cc	St	S	q	TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLO orizzontale	1	0,021	2,555	0,175	1,500	1,870	1,000	1,500	1,500	0,109	0,327	1,686
SLO verticale	1	0,021	2,555	0,175	1,500	1,870	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000

4.5.4 LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

La normativa prevede per il sito in esame l'approfondimento di 3° livello conseguente all'eventuale presenza di depositi liquefacibili in corrispondenza di eventi sismici; in effetti le caratteristiche litologiche dei sedimenti presenti sono tali da non far presupporre la possibilità di liquefazione dei terreni in corrispondenza di un terremoto, fenomeno che risulta particolarmente pericoloso in quanto determina l'annullamento degli sforzi efficaci con sprofondamento e collasso delle strutture impostate su tali depositi.

Si evidenzia comunque che, ai sensi del punto 7.11.3.4.2 delle NTC 2018 la verifica a liquefazione può essere omessa quando **si manifesti almeno una delle seguenti circostanze**:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$. (le figure non vengono riportate e sono comunque individuabili al punto 7.11.3.4.2 delle NTC 2008).



Ricorre per la zona in esame le seguenti condizioni:

- Accelerazione massima attesa al piano di campagna inferiore a 0,1 g;

Considerate le casistiche esposte è possibile omettere la verifica della liquefazione dei terreni.

5. CONCLUSIONI RELAZIONE GEOLOGICA

Di seguito si riassumono i contenuti della relazione

CLASSE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA	Classe di fattibilità 2 – Fattibilità con modeste limitazioni.
VINCOLI	fascia di rispetto del reticolo idrico consortile per la quale valgono le limitazioni di trasformazione del territorio stabilite dal regolamento di polizia idraulica d.g.r 25 gennaio 2002, n 7/7868. Tali fasce non interferiscono con le costruzioni di progetto
LIVELLO DELLA SUPERFICIE PIEZOMETRICA	Situato a circa - 3,00 metri dal p.c., potenzialmente interferente con il piano di posa delle fondazioni in caso di forti escursioni verso l'alto e di approfondimento del piano di posa oltre i - 2,00 metri dal piano di campagna. Potenziale presenza di falde sospese
PERMEABILITA' DEI TERRENI	bassa: K da 10^{-8} a 10^{-7} m/sec
PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE	Z4a – amplificazioni litologiche e geometriche
CATEGORIA SISMICA TERRENI	Categoria sismica di suolo C- dopo effettuazione di analisi di secondo livello
CATEGORIA TOPOGRAFICA	T1
PROBLEMATICHE RICONTRATE	<input type="checkbox"/> Geologiche <input type="checkbox"/> Geomorfologiche <input type="checkbox"/> Sismiche <input checked="" type="checkbox"/> Idrogeologiche (bassa soggiacenza della falda) <input type="checkbox"/> Idrauliche <input checked="" type="checkbox"/> Geotecniche (terreni di scadenti qualità tecniche): si rimanda alla relazione geotecnica per le valutazioni conseguenti in merito. <input type="checkbox"/> Nessuna
GIUDIZIO FINALE DI FATTIBILITÀ GEOLOGICA	Si sottolineano le modeste caratteristiche tecniche dei terreni. Si rimanda alla parte geotecnica del presente documento per gli approfondimenti relativi al modello geotecnico e ai parametri relativi ai primi metri del sottosuolo. Da considerare con attenzione la bassa soggiacenza della falda freatica, con necessità di non approfondire il piano di campagna oltre i - 2,00 metri dal p.c.

6. RELAZIONE GEOTECNICA**6.1 RISULTATI DELLE INDAGINI – STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO**

Con riferimento alla descrizione della campagna di indagini riportata nel paragrafo 3 del presente documento e ai diagrammi delle prove penetrometriche riportati in **allegato 6**, si riassume la stratigrafia rinvenibile nel sottosuolo, partendo dall'alto:

Intervalli di profondità in m.				Litologia	Consistenza	N _{SCPT}	N _{SPT}
da		a			Densità relativa	[-]	[-]
da	0,00	a	1,50	limo poco sabbioso	Sciolto	5	5
da	1,50	a	10,00	Sabbie limose e argillose	Sciolto	7	8
da	10,00	a	13,00	Sabbie grossolane e ghiaia con limo	Moderatamente addensato	16	18

6.2 PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI

L'indagine geognostica condotta nel sito interessato dal progetto, e in particolare i risultati delle prove SPT riportati nel paragrafo 3 ha permesso di ricavare i parametri geotecnici che meglio caratterizzano il sito; In particolare si sono utilizzati i dati provenienti dalle prove geotecniche eseguite, utilizzando il numero di colpi battuti dal maglio per ottenere gli avanzamenti della batteria delle aste per ricavare i parametri utili, secondo le correlazioni fornite dalla letteratura di seguito indicate:

$$\text{Peso di volume naturale } \gamma_{\text{nat}} = 0,001N_{60}^3 - 0,0528N_{60}^2 + 0,9464N_{60} + 12,855$$

Bruschi 2005

$$\text{Densità relativa } D_r = 100 \cdot (N_{1(60)} / 60)^{0,5}$$

Skempton, 1989

$$\text{Angolo di attrito } \varphi = 28 + 0,14 \cdot D_r$$

Schmertmann, 1975

$$\varphi = 20 + (15,4 \cdot N_{1(60)})^{0,5}$$

Hatanaka & Uchida, 1986

$$\varphi = 27,1 + 0,3N_{1(60)} - 0,00054 N_{1(60)}^2$$

Wolff, 1989

$$\text{Coesione non drenata } C_u = 5 + 7,5 \cdot N$$

Japanese Road Association, 1980

$$6,18 \cdot N_{60}$$

Sivrikaya e Togol - Limi e argille limose

$$4,93 \cdot N_{60}$$

Sivrikaya e Togol - Argille bassa plasticità

$$6,82 \cdot N_{60}$$

Sivrikaya e Togol - Argille alta plasticità

$$\text{Modulo elastico } E = 1200 \cdot (N + 6) \text{ sabbie ghiaiose}$$

Bowles, 1982

$$E = 300 \cdot (N + 6) \text{ sabbie limose}$$

$$E = 320 \cdot (N + 15) \text{ sabbie argillose}$$

dove:

N: numero dei colpi necessario per raggiungere l'infissione di 30 cm nella prova SPT

N60: numero di colpi N corretto per un'energia di battuta standardizzato del 60%

N1(60): numero di colpi N60 corretto per l'influenza della pressione litostatica

Tali parametri saranno utilizzati per il calcolo della capacità portante ammissibile e dei cedimenti delle fondazioni, nell'ipotesi progettuale indicata.

Le quota di imposta ipotizzata e le condizioni di analisi, sono le seguenti:

- - 1,50 m dal p.c. per fondazioni NASTRIFORMI,
- Carichi sulle fondazioni centrati e non eccentrici
- Analisi a lungo termine in condizioni drenate

Eventuali variazioni progettuali rispetto a quanto considerato nella presente relazione dovranno essere sottoposte all'attenzione dello scrivente al fine di considerare nuovi calcoli.

Nella tabella di seguito riportata viene illustrato il modello geotecnico del sito, utilizzato per le valutazioni relative alla capacità portante e alla stima dei cedimenti.

Tabella 2: Modello geotecnico e parametri

Intervalli di profondità in m.				Litologia	Consistenza	N _{SCPT}	N _{SPT}	C _u	c'	φ	Dr	Es	v	n	γ _{dry}	γ _{nat}	γ _{sat}	γ'
da		a			Densità relativa	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[KN/m ³]	[KN/m ³]	[KN/m ³]	[KN/m ³]
da	0,00	a	1,50	limo poco sabbioso	Sciolto	5	5	0	0	26		3.000	0,4	0,36	17,00	18,36	20,48	
da	1,50	a	10,00	Sabbie limose e argillose	Sciolto	7	8	0	0	28		4.500	0,4	0,33	17,50	19,03	20,98	
da	10,00	a	13,00	Sabbie grossolane e ghiaia con limo	Moderatamente addensato	16	18	0	0	31		7.000	0,4	0,28	19,00	21,81	21,81	12,00

Legenda

N _{SCPT}	Numero colpi prova SCPT x 30 cm di avanzamento	v	Coefficiente di Poisson
N _{SPT}	Numero colpi prova SPT x 30 cm di avanzamento	n	Porosità
C _u	Coesione non drenata	γ _{dry}	Peso di volume secco
φ	Angolo di attrito	γ _{nat}	Peso di volume naturale
Dr	Densità relativa	γ _{sat}	Peso di volume saturo
Es	Modulo sforzi-deformazioni	γ'	Peso di volume sommerso
q _c	Resistenza alla penetrazione della punta		

6.3 METODI DI CALCOLO GEOTECNICO ADOTTATI

6.3.1 CARATTERIZZAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI

I valori caratteristici (f_k) dei parametri della resistenza al taglio del terreno, coesione e angolo di attrito interno, vengono determinati partendo dai valori medi (f_m).

Per valore caratteristico s'intende quel valore al quale è associata una prefissata probabilità di non superamento (frattile $n\%$); assumere, per esempio, un valore caratteristico di 25° dell'angolo di attrito del terreno con una probabilità di non superamento del 5%, vuol dire ipotizzare che ci sia una probabilità del cinque per cento che il valore reale dell'angolo di attrito sia inferiore a 25° .

I valori di progetto (f_d) da adottare nel calcolo si ottengono dividendo i valori caratteristici (f_k) per un coefficiente riduttivo parziale M_2 (combinazione 2, approccio 1) indicato dalla tabella 6.2. Il D.M. 14 gennaio 2008, aggiornate con D.M. 17 gennaio 2018.

ANGOLO D'ATTRITO DEI TERRENI:

- **Valore medio - $V_m = 28^\circ$**
- **Valore caratteristico $\Rightarrow V_k = V_m (1 + X V_m)$**

Dove:

- X è il parametro dipendente dalla legge di distribuzione delle probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata: per un frattile del 5% X possiede un valore pari a $-1,645$ quindi **$V_k = V_m (1 - 1,645 V_m)$** ;

- V_m equivale al rapporto tra la deviazione standard rispetto al valore medio e lo stesso valore medio.

Nel caso considerato il valore caratteristico dell'angolo di attrito $\phi_m = \phi_k = 28^\circ$

- **Valore di progetto** (per la combinazione M_2) $\text{tg}\phi_d = \text{tg}\phi_k / 1,25$

Nel caso considerato il valore di progetto dell'angolo di attrito è $\phi_d = 23,043^\circ$

6.3.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le fondazioni superficiali devono essere verificate almeno con riferimento a meccanismi di rottura per carico limite, scorrimento sul piano di posa e stabilità globale.

La verifica della condizione fondamentale considerata dagli Eurocodici e dalle NTC 2018 (D.M. 17 gennaio 2018) è la seguente: **$R_d \geq E_d$** . Tale verifica può essere effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle di riferimento: Coefficienti $A(6.2.I)$, $M(6.2.II)$, $R(6.4.I)$ delle Norme Tecniche delle Costruzioni, seguendo:

- per la verifica a rottura per carico limite e per scorrimento almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1 ($A_1 + M_1 + R_1$) [STR]
- Combinazione 2 ($A_2 + M_2 + R_2$) [GEO]

Approccio 2:

- ($A_1 + M_1 + R_3$) [GEO]

• La verifica di stabilità globale *deve essere effettuata* secondo

Approccio 1 – Combinazione 2: ($A_2 + M_2 + R_2$).

Gli Stati Limite rappresentano la frontiera tra il dominio di stabilità e quello di instabilità.

- **SLU: STATI LIMITE ULTIMI**, al limite tra stabilità del sistema e collasso dello stesso (intera struttura o parte di essa: pilastri, travi, cerniere, fondazioni, etc.), o terreno sottostante. Limite prima della rottura ultima del terreno per flusso plastico, senza considerare gli effetti deformativi;
- **SLE: STATI LIMITE DI ESERCIZIO**. Riguardano le deformazioni del terreno dovute al peso proprio (pressione litostatica) o a forze esterne (cedimenti).

Suddivisi in:

- SLU dinamici = SLV (stati limite salvaguardia della vita), SLC (stati limite prevenzione dal collasso);
- SLE dinamici = SLO (stati limite operatività), SLD (stati limite danno).

Le combinazioni sopraccitate riportano i seguenti coefficienti da valutare:

- A = Coefficiente di amplificazione dei carichi;
- M = Coefficiente di riduzione dei parametri geotecnici;
- R = Coefficienti di riduzione delle Resistenze (portanza, scorrimento, etc.).

Nelle tabelle di seguito si riportano i coefficienti parziali con cui calcolare le diverse combinazioni, tratte dalle NTC.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni					
CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (O γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 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	$\tan \phi'_k$	γ_f'	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,00

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali			
VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

La misura del grado di sicurezza si ottiene con il “Metodo semiprobabilistico dei Coefficienti parziali” di sicurezza tramite l'equazione

$$Ed \leq Rd \text{ oppure } Rd - Ed \geq 0$$

con:

- Rd = valore di progetto della resistenza del terreno (di pertinenza del geotecnico);
- Ed = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di carico (di pertinenza dello strutturista).

La resistenza del terreno Rd è determinata:

- Analiticamente (i valori di progetto si ottengono dai valori caratteristici divisi per il coefficiente parziale γ_m);
- Con misure dirette, utilizzando le tabelle sopra citate per i coefficienti parziali.

L'azione Ed è determinata dal valore caratteristico amplificato mediante i coefficienti parziali γ_f e deve essere fornita dallo strutturista.

Secondo le NTC il primo step è il calcolo della resistenza di progetto del terreno Rd secondo il metodo di Terzaghi descritto nel capitolo successivo o secondo il metodo di Brinch-Hansen. Il valore di Rd è il prodotto tra la capacità portante limite e l'area della fondazione. Per eseguire il secondo step il progettista deve fornire il valore delle azioni dei carichi per poter calcolare il valore di progetto dell'azione Ed . Come terzo e ultimo stadio si deve verificare se la condizione iniziale $Ed \leq Rd$ sia soddisfatta. Questi step vanno effettuati per le tre combinazioni esistenti e viene scelto il valore più cautelativo.

6.3.3 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO

Il calcolo della capacità portante è stato effettuato applicando le formulazioni di Terzaghi e di Brinch-Hansen, ritenute idonee per il problema geotecnico in esame; vengono di seguito riportate le formule con cui vengono effettuati i calcoli.

$$q_{lim} = c'N_{cs}d_i g_c b_c + qN_{qs}d_i q_i g_q b_q + 0.5B N_{\gamma s} d_i \gamma_i g_\gamma b_\gamma \quad \text{(BRINCH-HANSEN)}$$

Per il significato dei simboli si rimanda alle tabelle di calcolo allegate alla presente relazione.

La capacità portante limite, in accordo con la vecchia normativa risalente al D.M. 11 marzo 1988, si ottiene adottando un coefficiente di sicurezza unitario mentre per il calcolo della capacità portante ammissibile il coefficiente di sicurezza equivale a $F_s = 3$, nel rispetto della letteratura tecnica esistente in materia di tecnica delle fondazioni e dei disposti di legge vigenti:

$$q_{amm} = q_{lim}/F_s$$

6.3.4 STIMA DEI CEDIMENTI

Si tratta delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE). I terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa (cedimenti). I valori delle proprietà meccaniche da utilizzare nell'analisi sono quelli caratteristici f_k e i coefficienti parziali sulle azioni A e sui parametri di resistenza R sono sempre unitari ($A_i = 1, M_i = 1, R_i = 1$), ossia $f_k = f_d$.

I valori dei cedimenti stimati con i metodi sottoindicati sono ammissibili e verificati se rispettano i valori indicati nella tabella di seguito riportata.

TIPO DI MOVIMENTO	FATTORE DI LIMITAZIONE	VALORE AMMISSIBILE
Cedimento	Collegamento a reti di servizi	15 - 30 cm
	Accesso	30 - 60 cm
	Probab.di cedimenti differenziali	
	- murature portanti	2,5 - 5 cm
	- strutture intelaiate	5 - 10 cm
	- ciminiera, silos	7,5 - 30 cm
Rotazione rigida (tilt)	Stabilità al ribaltamento	Dipende dall'altezza e dal peso 0,04 H
	Rotazione di ciminiera, torri	0,003 L
	operatività macchine	0,0002 L
	- macchine tessili	
	- turbogeneratori	
	Binari di carro ponte	0,003 L
	Drenaggio di sup. pavimentate	0,01 - 0,02 L
Cedimenti differenziali	Murature portanti multipiano	0,0005 - 0,001 L
	Murature portanti ad un piano	0,001 - 0,02 L
	Lesioni di intonaci	0,001 L
	Telai in c.a.	0,0025 - 0,004 L
	Pareti di strutture a telaio in c.a.	0,003 L
	Telaio in acciaio	0,002 L
	Strutture semplici in acciaio	0,005 L
L = distanza fra due pilastri adiacenti. I valori ammissibili più elevati si riferiscono a strutture più flessibili ed a condizioni di sottosuolo uniformi; i più ridotti a strutture e condizioni di sottosuolo irregolari.		

6.3.4.1 METODO DELLA TEORIA DELL'ELASTICITA'

Ai fini della stima dei cedimenti ammissibili si è valutata la media ponderata dei moduli di Young per uno strato compressibile pari a cinque volte la dimensione minima della fondazione.

Tale procedura (Bowles, 1991) prevede la stima di $E_{s(medio)}$ mediante la seguente formula:

$$E_{S(medio)} = \frac{H_1 E_{S1} + H_2 E_{S2} + \dots + H_n E_{Sn}}{H}$$

dove:

- H_n : spessore dei singoli strati sotto la fondazione
- E_{Sn} : modulo di Young attribuibile ad ogni singolo strato H
- H : spessore dello strato in cui si calcola il cedimento

I cedimenti immediati sono stati stimati nell'ipotesi di applicazione delle pressioni ammissibili calcolata per le varie larghezze di fondazione considerate nei calcoli della capacità portante.

A tal fine si è fatto uso del metodo basato sulla teoria dell'elasticità, in base alla quale è possibile calcolare il cedimento dello spigolo di una fondazione posta sulla superficie di un semispazio elastico.

Per i dati utilizzati al fine dei calcoli dei cedimenti si rimanda ai simboli e alla formula riportata nelle tabelle allegata alla presente relazione, evidenziando che il cedimento è stato valutato per una profondità di posa

delle fondazioni secondo le ipotesi precedentemente citate ed un incastro pari ad almeno 30 cm, considerando i parametri geotecnici precedentemente commentati e i carichi di seguito commentati .

I valori dei cedimenti rilevati fanno ovviamente riferimento all'applicazione di una singola fondazione, senza che si verifichino interferenze dovute all'applicazione di tensione aggiuntive nel terreno dovute alla presenza di altre fondazioni.

I valori dei cedimenti rilevati fanno ovviamente riferimento all'applicazione di una singola fondazione, senza che si verifichino interferenze dovute all'applicazione di tensione aggiuntive nel terreno dovute alla presenza di altre fondazioni.

6.3.5 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO

Il coefficiente di sottofondo (o modulo di Winkler) è stato calcolato con il metodo di Vesic semplificato, il quale ha proposto una relazione che correla tale parametro con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione.

$$K_s = \frac{E_s}{(1 - \mu^2)}$$

dove K_s : coefficiente di sottofondo

E_s : modulo elastico del terreno

μ : coefficiente di Poisson

Introducendo, come nella formula di calcolo della teoria dell'elasticità, $E'_s = (1 - \mu^2)/E_s$, si ottiene che $\Delta H = \Delta q \times B \times E'_s \times I_s \times I_f$ (cfr. tabella di calcolo dei cedimenti), e poiché $K_s = \Delta q / \Delta H$, si ricava che:

$$K_s = \frac{1}{B E'_s I_s I_f}$$

Di seguito si riportano comunque dei valori indicativi del coefficiente di sottofondo per alcune tipologie di terreni comunemente riscontrabili nella pratica geotecnica.

- Terreno argilloso compatto : $K_1 = 1.8 - 3.6$ [kg/cm³]
- Terreno argilloso molto compatto : $K_1 = 3.6 - 7.2$ [kg/cm³]
- Terreno argilloso duro : $K_1 > 7.2$ [kg/cm³]
- Terreno con sabbia sciolta : $K_1 = 0.7 - 2.1$ [kg/cm³]
- Terreno con sabbia media : $K_1 = 2.1 - 10.8$ [kg/cm³]
- Terreno con sabbia densa : $K_1 = 10.8 - 36.0$ [kg/cm³]
- Terreno con ghiaia mediamente addensata: $K_1 = 10.0 - 30.0$ [kg/cm³].

6.4 RISULTATI DEI CALCOLI

Nelle tabelle riassuntive allegate alla presente relazione (**allegato 8**) si è valutata la capacità portante del terreno attualmente riscontrabile nel sito indagato, dettagliando i dati utilizzati.

Si sono valutate le capacità portanti per:

- Fondazioni nastriformi a – 1,50 m di profondità dal p.c..

Si sottolinea che non essendo state fornite le azioni Ed imposte dalla struttura, queste dovranno necessariamente essere inferiori a Rd al fine di ritenere soddisfatte le varie verifiche. Non essendo inoltre state fornite le caratteristiche geometriche delle fondazioni superficiali, i calcoli dovranno necessariamente essere rivisti in caso di adozione di geometrie diverse.

Nelle tabelle di seguito riportate si riassumono i risultati dei calcoli effettuati.

Tabella 3: Capacità portante

		BRINCH - HANSEN					
Lunghezza fondazione	L (m)	2,50	3,50	4,50	5,00	7,50	
Larghezza fondazione	B (m)	0,50	0,70	0,90	1,00	1,50	
Area fondazione A	B*L (m ²)	1,25	2,45	4,05	5	11,25	
Capacità portante limite	q _{lim} (kPa)	229,19	234,62	245,47	251,91	288,84	COMB 1
Capacità portante ammissibile	q _{amm} (kPa)	76,40	78,21	81,82	83,97	96,28	
Resistenza del terreno Rd	q _{lim} *A (KN)	286,5	574,8	994,1	1259,5	3249,5	
Azione Ed < Rd/γ _R	Rd/γ _R (KN)	286,5	574,8	994,1	1259,5	3249,5	A1M1R1
		124,6	249,9	432,2	547,6	1412,8	A1M1R3
Capacità portante limite	q _{lim} (kPa)	128,32	128,21	131,95	134,44	149,76	COMB 2 STABILITÀ GLOBALE
Capacità portante ammissibile	q _{amm} (kPa)	42,77	42,74	43,98	44,81	49,92	
Resistenza del terreno Rd	q _{lim} *A (KN)	160,4	314,1	534,4	672,2	1684,8	
Azione Ed < Rd/γ _R	Rd/γ _R (KN)	145,8	285,6	485,8	611,1	1531,6	A2M2R2
VALORE PIU' CAUTELATIVO AZIONE Rd		124,6	249,9	432,2	547,6	1412,8	KN

I valori dei cedimenti, riassunti nelle tabelle successive, sono riportati in maniera più dettagliata nelle tabelle di calcolo allegate alla presente relazione tecnica (**allegato 9**), nelle quali sono riportate le tre combinazioni stabilite dalle NTC 2018 per le fondazioni considerate alle quote di imposta prefissate.

Tabella 4: Stima dei cedimenti

RIASSUNTO CEDIMENTI					
LARGHEZZA FONDAZIONE – B (m)	0,50	0,70	0,90	1,00	1,50
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	2,50	3,50	4,50	5,00	7,50
CAPACITÀ PORTANTE LIMITE – q _{lim} (BH - kPa)	229,19	234,62	245,47	251,91	288,84
CAPACITÀ PORTANTE AMMISSIBILE – q _{amm} (BH - kPa)	76,40	78,21	81,82	83,97	96,28
CEDIMENTO AL CENTRO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	19,22	28,74	41,24	49,23	91,62
CEDIMENTO ALLO SPIGOLO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	7,24	10,83	15,54	18,55	34,52
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO (kg/cm ³)	2,43	1,66	1,21	1,04	0,64

Si precisa che, per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni, si è utilizzato come valore iniziale della pressione ammissibile quello ottenuto tramite l'approccio 1 combinazione 1 (A1M1R1). Pertanto, i valori dei cedimenti riportati nelle tabelle precedenti sovrastimano i valori reali che si avrebbero imponendo un carico più esiguo e quindi più cautelativo, come quello previsto dalle altre due combinazioni (approccio 1 combinazione 2 – A2M2R2 e approccio 2 combinazione unica – A1M1R3).

6.5 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Le Norme Tecniche per le Costruzioni prevedono per il calcolo dei valori di R_d , valore di progetto della resistenza del terreno, l'introduzione di un coefficiente riduttivo z , che tiene conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione dell' R_d o q_{lim} , descritto da Paolucci & Pecker(1997) con le seguenti equazioni:

$$Z_\gamma = Z_q = \left(1 - \frac{K_h}{tg\phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 k_h$$

Nelle tabelle di seguito si illustrano sinteticamente i risultati ottenuti per il calcolo di R_d ed. Tali risultati non sono altro che i valori delle tabelle precedenti ridotti dal coefficiente z .

Il rispetto dei vari stati limite viene considerato conseguito dalle NTC:

- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi (SLU) quando siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV;
- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio (SLE) quando siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLD.

Tabella 5: Capacità portante – Azioni sismiche

BRINCH - HANSEN - AZIONI SISMICHE							
Lunghezza fondazione	L (m)	2,50	3,50	4,50	5,00	7,50	
Larghezza fondazione	B (m)	0,50	0,70	0,90	1,00	1,50	
Area fondazione A	B*L (m ²)	1,25	2,45	4,05	5	11,25	
Fattore correttivo	z	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	
Capacità portante limite	q_{lim} (kPa)	229,12	234,55	245,39	251,83	288,75	
Capacità portante ammissibile	q_{amm} (kPa)	76,37	78,18	81,80	83,94	96,25	
Resistenza del terreno R_d	$q_{lim} * A$ (KN)	286,4	574,6	993,8	1259,1	3248,4	
Azione $Ed < R_d/\gamma_R$	R_d/γ_R (KN)	286,4	574,6	993,8	1259,1	3248,4	A1M1R1
		124,5	249,8	432,1	547,5	1412,4	A1M1R3
Fattore correttivo	z	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	
Capacità portante limite	q_{lim} (kPa)	128,28	128,17	131,91	134,40	149,71	
Capacità portante ammissibile	q_{amm} (Kg/cm ²)	0,44	0,44	0,45	0,46	0,51	
Resistenza del terreno R_d	$q_{lim} * A$ (KN)	160,4	314,0	534,2	672,0	1684,2	
Azione $Ed < R_d/\gamma_R$	R_d/γ_R (KN)	145,8	285,5	485,7	610,9	1531,1	A2M2R2
VALORE Più CAUTELATIVO		124,5	249,8	432,1	547,5	1412,4	KN

I valori dei cedimenti sono indicati nelle tabelle di calcolo allegate alla presente relazione tecnica, riportati in maniera riassuntiva nelle tabelle di seguito.

Tabella 6: Valori dei cedimenti– Azioni sismiche

RIASSUNTO CEDIMENTI					
LARGHEZZA FONDAZIONE – B (m)	0,50	0,70	0,90	1,00	1,50
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	2,50	3,50	4,50	5,00	7,50
CAPACITÀ PORTANTE LIMITE – q_{lim} (BH - kPa)	229,12	234,55	245,39	251,83	288,75
CAPACITÀ PORTANTE AMMISSIBILE – q_{amm} (BH - kPa)	76,37	78,18	81,80	83,94	96,25
CEDIMENTO AL CENTRO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	19,21	28,73	41,23	49,21	91,59
CEDIMENTO ALLO SPIGOLO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	7,24	10,83	15,53	18,54	34,51

7. CONCLUSIONI RELAZIONE GEOTECNICA**7.1 RIASSUNTO**

Nella presente relazione tecnica si è provveduto a studiare le caratteristiche geologiche e geotecniche di un sito in Comune di Lodi, al fine di valutare la fattibilità geologica e la capacità portante limite e ammissibile dell'area di progetto.

Le valutazioni sono state eseguite con i metodi semiprobabilistici definiti dalle NTC 2018, parti 2 e 6 (carichi statici) e 7 (effetti sismici).

Di seguito si riassumono i contenuti della relazione

QUOTA DI IMPOSTA DELLA FONDAZIONE	– 1,50 m dal p. c.,
CONDIZIONI ADOTTATE PER I CALCOLI	DRENATE A LUNGO TERMINE
TIPOLOGIA DI FONDAZIONI	NASTRIFORMI
CATEGORIA SISMICA DEL TERRENO	CATEGORIA C
ANGOLO D'ATTRITO CARATTERISTICO	28°
COESIONE EFFICACE	0 kPa
COESIONE NON DRENATA (VALORE CARATTERISTICO)	0 kPa
PESO UNITÀ DI VOLUME	17,50 KN/m³
CONTROINDICAZIONI	NESSUNA CONTROINDICAZIONE IN PARTICOLARE
ACCORGIMENTI SUGGERITI	CARICHI DIMENSIONATI AL FINE DI CONTENERE I CEDIMENTI

Alla luce dei risultati ottenuti, si possono assumere come azioni Ed per lo Stato Limite Ultimo, a condizioni statiche, i seguenti valori **da non superare al fine di ritenere soddisfatta la verifica Ed<Rd**:

- Fondazioni nastriformi:

RIASSUNTO AZIONI Ed<Rd					
LARGHEZZA FONDAZIONE – B (m)	0,50	0,70	0,90	1,00	1,50
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	2,50	3,50	4,50	5,00	7,50
Azione Ed< Rd/γr (KN) - A1M1R1	286,49	574,82	994,15	1259,54	3249,48
Azione Ed< Rd/γr (KN) - A1M1R3	124,56	249,92	432,24	547,63	1412,82
Azione Ed< Rd/γr (KN) - A2M2R2 STABILITA' GLOBALE	124,6	249,9	432,2	547,6	1412,8
Capacità portante ammissibile (kPa) - DM 11/03/1988	76,40	78,21	81,82	83,97	96,28

Per tali carichi imposti si stima che i cedimenti possano essere contenuti entro valori accettabili.

Per quanto riguarda l'azione in condizioni sismiche si possono assumere come azioni Ed per lo Stato Limite Ultimo i seguenti valori **da non superare al fine di ritenere soddisfatta la verifica Ed<Rd**:

- Fondazioni nastriformi:

RIASSUNTO AZIONI Ed<Rd					
LARGHEZZA FONDAZIONE – B (m)	0,50	0,70	0,90	1,00	1,50
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	2,50	3,50	4,50	5,00	7,50
Azione Ed< Rd/γr (KN) - A1M1R1	286,40	574,64	993,83	1259,14	3248,44
Azione Ed< Rd/γr (KN) - A1M1R3	124,52	249,84	432,10	547,45	1412,37
Azione Ed< Rd/γr (KN) - A2M2R2 STABILITA' GLOBALE	124,5	249,8	432,1	547,5	1412,4
Capacità portante ammissibile (kPa) - DM 11/03/1988	76,37	78,18	81,80	83,94	96,25

Per tali carichi imposti lo scrivente stima che i cedimenti possano ritenersi contenuti entro valori accettabili.

7.2 PRESCRIZIONI E AVVERTENZE

- Si evidenzia che il modello geotecnico è stato semplificato e che la situazione del sottosuolo si può presentare maggiormente eterogenea rispetto a quanto descritto nella tabella 1. Si evidenzia che l'adozione di fondazioni isolate con carichi dimensionati in base a parametri geotecnici tipici delle ghiaie, quindi più ottimisti, potrebbe portare allo sviluppo di cedimenti differenziali eccessivi .
- L'ingegnere strutturista valuti con attenzione i cedimenti e le eventuali superfici di instabilità sviluppate dalle condizioni del sito e dall'applicazione dei carichi (valutazione effettuata considerando la combinazione A1M1R1) al fine di definire se tali condizioni e tali cedimenti sono compatibili con la realizzazione delle opere esistenti e delle opere previste dal progetto.
- Prima dell'esecuzione dei lavori di costruzione, è opportuno effettuare un'accurata opera di pulizia del fondo dello scavo presso cui verranno poggiate le fondazioni.
- Dovrà essere realizzata un'adeguata impermeabilizzazione delle strutture controterra, al fine di evitare fenomeni di assorbimento dell'umidità che possano, a lungo termine, inficiare le caratteristiche tecniche dei materiali da costruzione e provocare inconvenienti all'interno dei locali abitativi e di servizio.

Qualora eventuali approfondimenti degli scavi evidenzino litologie diverse da quelle commentate nella presente relazione, di interpellare subito lo scrivente al fine di procedere ad una revisione del calcolo delle fondazioni.

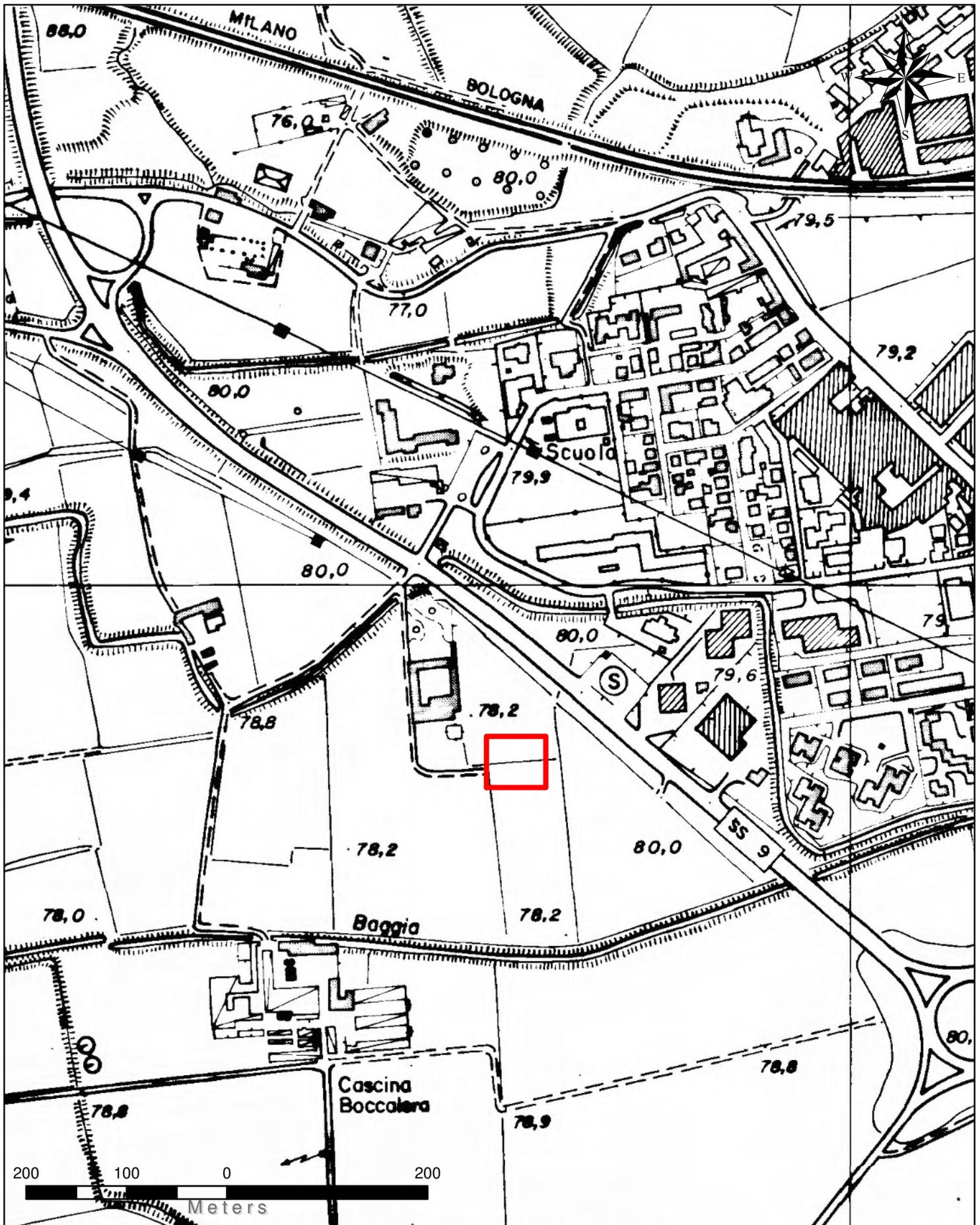
8. ALLEGATI

ALL. 1	COROGRAFIA
ALL. 2	CARTA GEOLOGICA
ALL. 3	CARTA DELLA FATTIBILITÀ GEOLOGICA
ALL. 4	CARTA PSL
ALL. 5	UBICAZIONE PROVE
ALL. 6	DIAGRAMMI PROVE PENETROMETRICHE
ALL. 7	GRAFICO MASW
ALL. 8	TABELLE DI CALCOLO DELLE CAPACITÀ PORTANTI
ALL. 9	TABELLE DI CALCOLO DEI CEDIMENTI

ALLEGATO 1

COROGRAFIA

Fonte: CTR Regione Lombardia



dott. Paolo Grimaldi - Studio Ambiente e Geologia

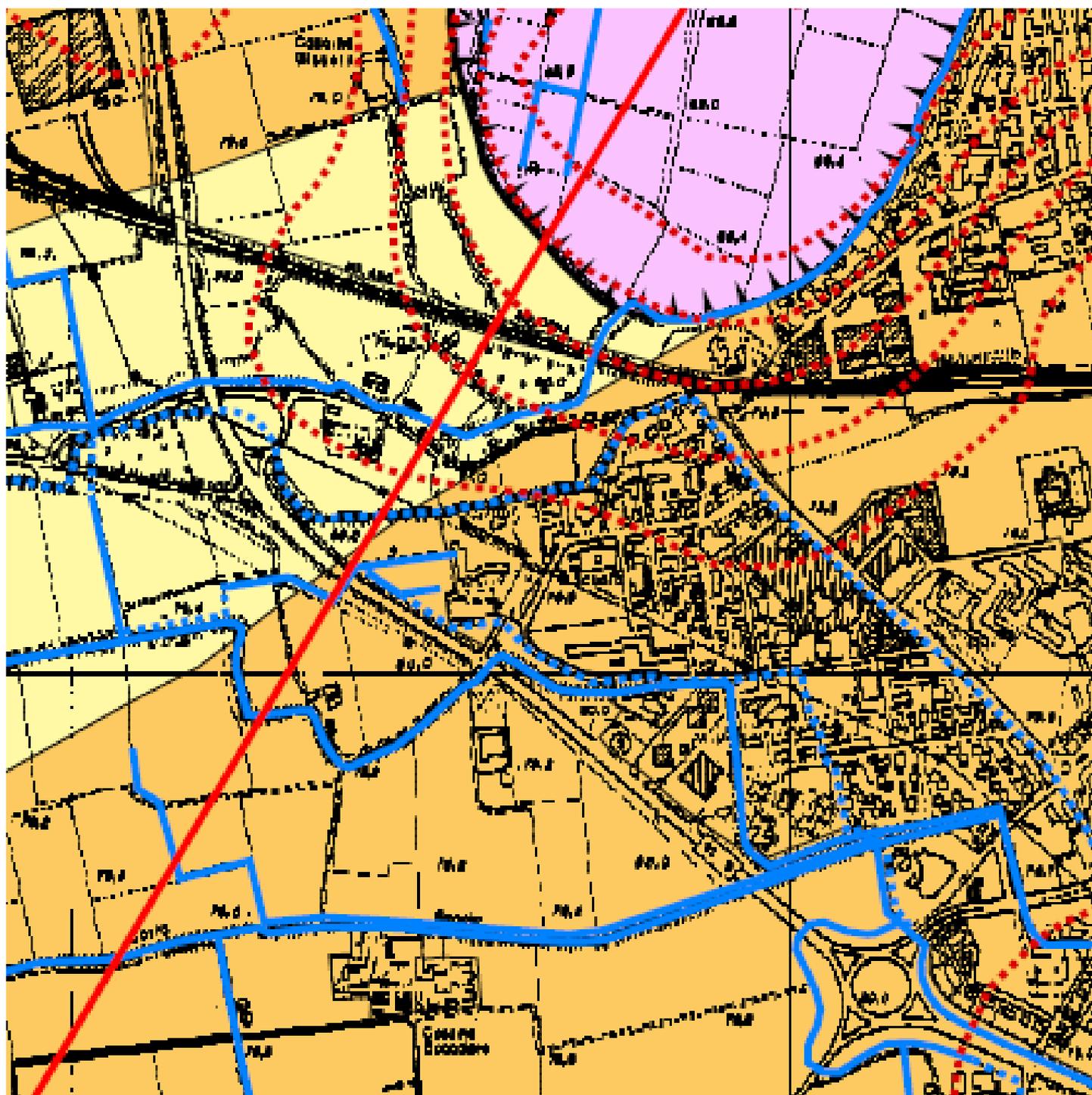
Via Sottoripa 18/B - 24068 SERIATE (BG)

Tel. e fax: 035 301577 email: grimaldipaolo1@virgilio.it

ALLEGATO 2

CARTA GEOLOGICA-GEOMORFOLOGICA

Fonte: CG PGT Comune di Lodi



VA8

Fondovalle del fiume Adda. Superfici subpianeggianti corrispondenti alle piane alluvionali delle valli più incise, comprese tra i terrazzi antichi e le fasce maggiormente inondabili limitrofe ai corsi d'acqua, da cui sono generalmente separate da gradini morfologici.

LF3

Depressioni di forma subcircolare a drenaggio mediocre o lento, talora con evidenze di fossi scolanti e baulature dei campi.

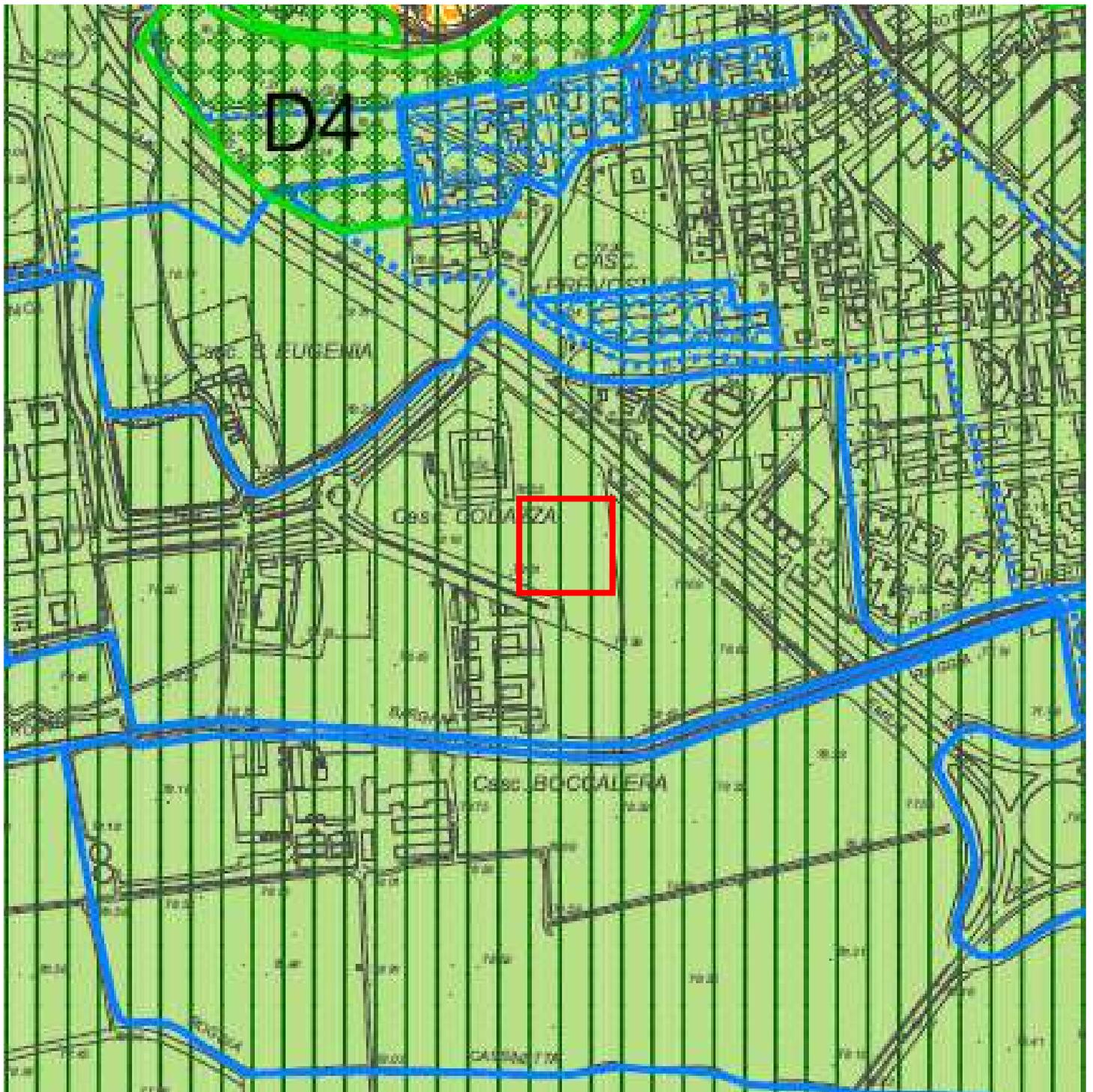
LF2

Superficie modale stabile, pianeggiante o leggermente ondulata, intermedia tra le aree più rilevate (dossi) e depresse (conche e paleoalvei).

ALLEGATO 3

CARTA FATTIBILITÀ GEOLOGICA

Fonte: CG PGT Comune di Lodi



Fattibilità con modeste limitazioni

2a Pianura lodense occidentale

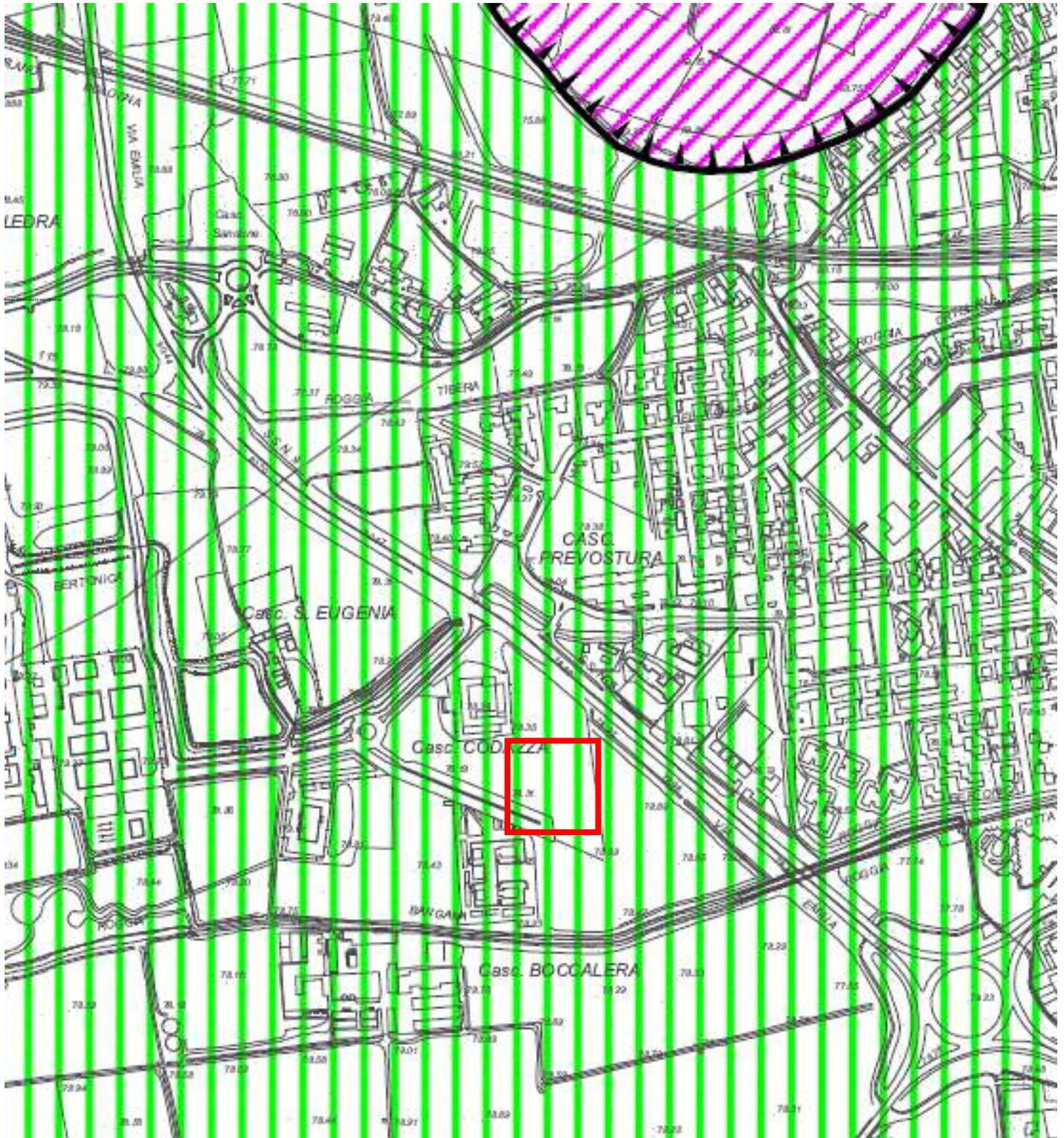
Scenari di pericolosità sismica locale:

 Z4a

ALLEGATO 4

CARTA PSL

Fonte: CG PGT Comune di Lodi



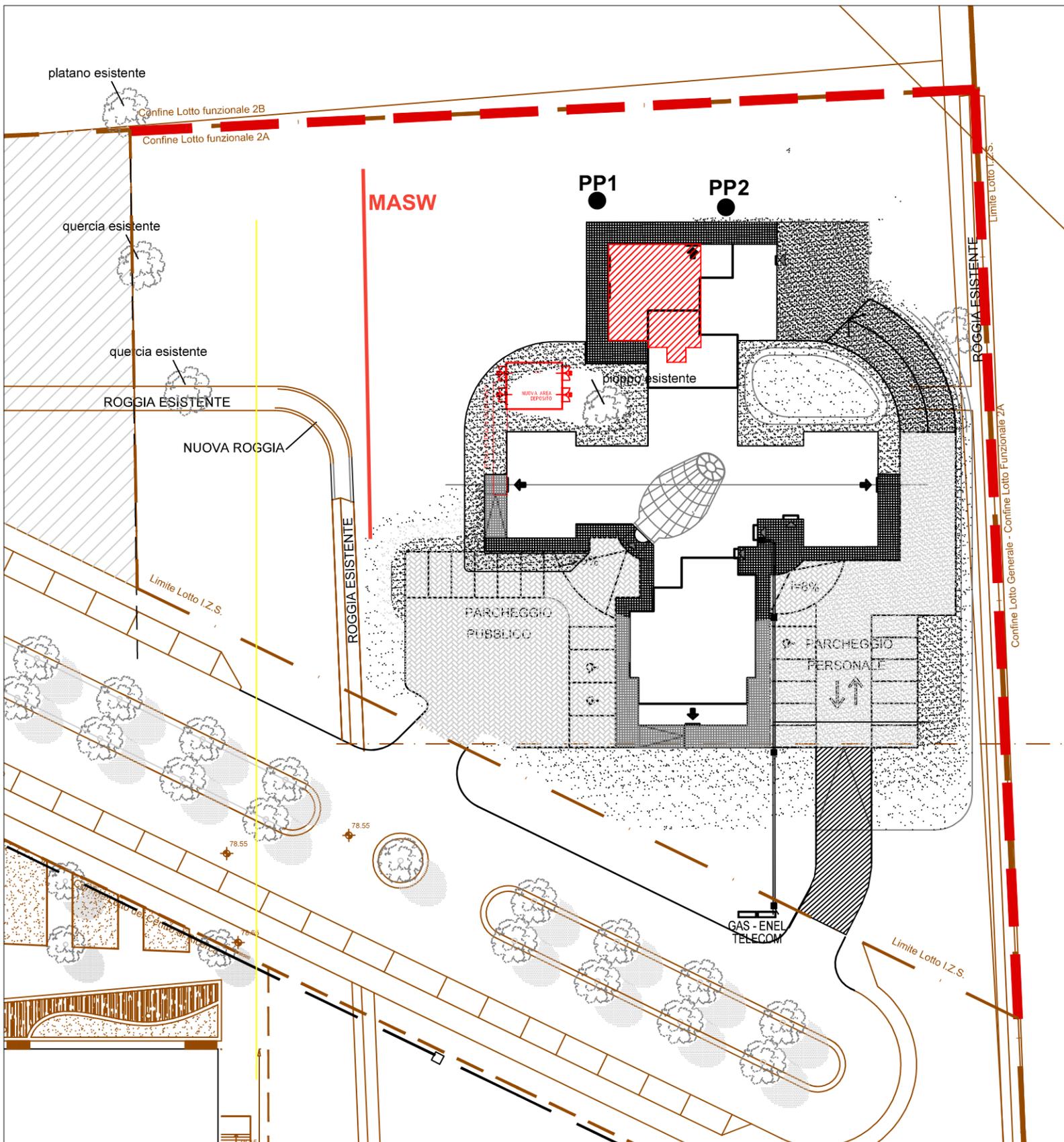
Scenari di pericolosità sismica locale

Z4a: zona di pianura con presenza di depositi alluvionali granulari e/o coesivi.
Effetti: amplificazioni litologiche e geometriche



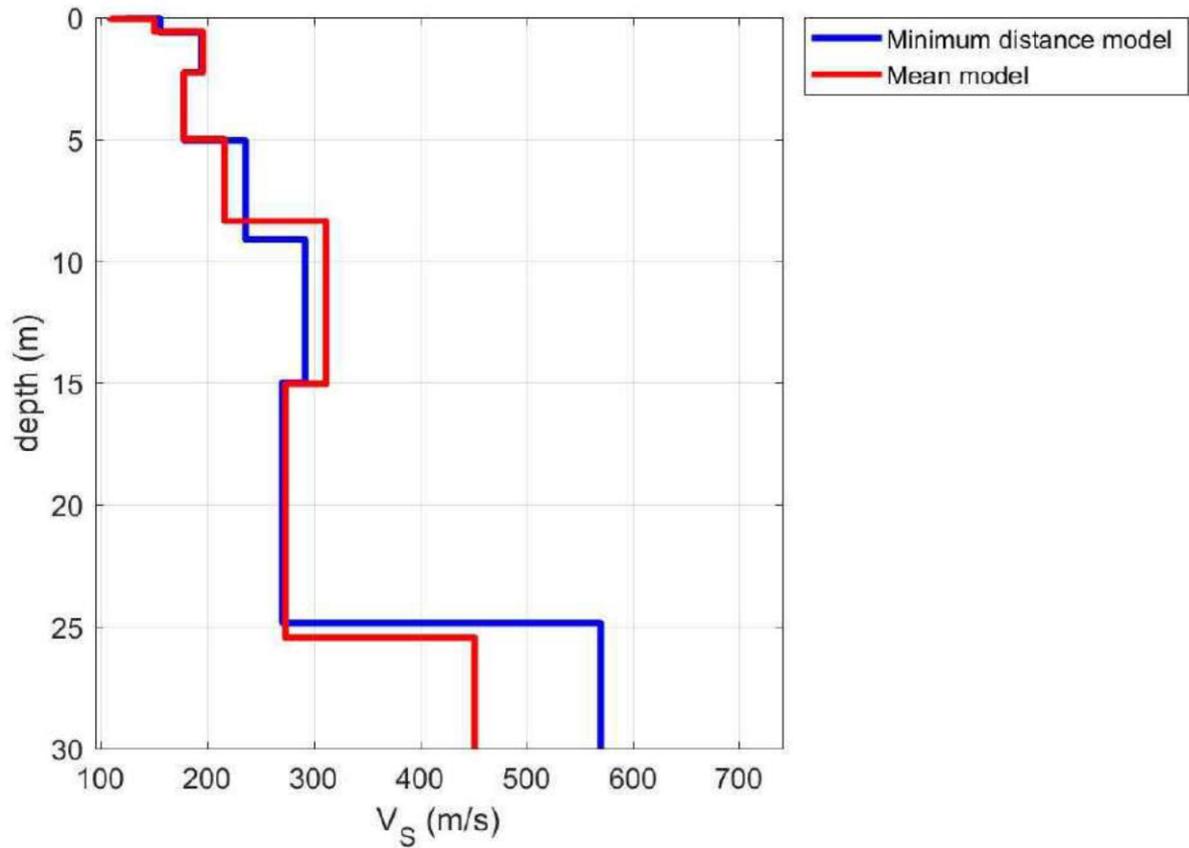
Z4a

ALLEGATO 5



ALLEGATO 6

ALLEGATO 7



Dati Best Model

V_s	Spessore	Profondità
124	0.1	0.1
155	0.6	0.7
195	1.6	2.3
178	2.8	5.1
236	4.1	9.2
291	5.9	15.1
270	9.8	24.9
569	13.8	38.7
461		

Dati Mean Model

V_s	Spessore	Profondità
109	0.1	0.1
150	0.5	0.6
196	1.7	2.3
178	2.7	5.0
216	3.3	8.3
312	6.7	15.0
273	10.4	25.4
451	15.1	40.8
521		

ALLEGATO 8

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE - FORMULA DI BRINCH-HANSEN

DATA: nov-23
CANTIERE: ISTITUTO ZOOPROFILATTICO - LODI
INTERVENTO: AMPLIAMENTO
TIPO DI FONDAZIONE: NASTRIFORMI

COMBINAZIONE 1

Parametri	Simboli	Unità di misura	Ipotesi 1	Ipotesi 2	Ipotesi 3	Ipotesi 4	Ipotesi 5
Coesione	c	kPa	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione	γ	kN/m ³	17,50	17,50	17,50	17,50	17,50
Peso di volume terreno sopra il piano di fondazione	γ'	kN/m ³	17,50	17,50	17,50	17,50	17,50
Profondità di immersione	Df	m	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Larghezza fondazione	B	m	0,50	0,70	0,90	1,00	1,50
Lunghezza della fondazione	L	m	2,50	3,50	4,50	5,00	7,50
Inclinazione del pendio (+ se diretta verso il basso)	β	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Inclinazione piano di fondazione sull'orizzontale	η	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Angolo di resistenza al taglio	φ°	gradi	28,00	28,00	28,00	28,00	28,00
Sovraccarico ai lati della fondazione	q	kPa	8,75	8,75	8,75	8,75	8,75
Coeff. per fattore di profondità	k	adim.	1,00	0,71	0,56	0,50	0,33
Carico verticale totale sulla fondazione	V	kN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Componente orizzontale del carico	H	kN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Eccentricità asse x	e _x	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Eccentricità asse y	e _y	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Dimensione efficace fondazione	B'	m	0,50	0,70	0,90	1,00	1,50
Dimensione efficace fondazione	L'	m	2,50	3,50	4,50	5,00	7,50
Area efficace della fondazione	A _r	m ²	1,25	2,45	4,05	5,00	11,25
Fattori capacità portante	N _c	adim.	25,80	25,80	25,80	25,80	25,80
	N _q	adim.	14,72	14,72	14,72	14,72	14,72
	N _{γ}	adim.	10,94	10,94	10,94	10,94	10,94
Fattore di forma	s' _c ($\varphi=0$)	adim.	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04
	s _c	adim.	1,11	1,11	1,11	1,11	1,11
	s _{γ}	adim.	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92
	s _q	adim.	1,11	1,11	1,11	1,11	1,11
Fattore di profondità	d' _c ($\varphi=0$)	adim.	0,40	0,29	0,22	0,20	0,13
	d _c	adim.	1,40	1,29	1,22	1,20	1,13
	d _{γ}	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	d _q	adim.	1,30	1,21	1,17	1,15	1,10
Fattore di inclinazione del carico	i' _c ($\varphi=0$)	adim.					
	i _c	adim.					
	i _{γ}	adim.					
	i _q	adim.					
Fattore di inclinazione sul pendio	g' _c (f=0)	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	g _c	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	g _{γ}	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	g _q	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di inclinazione del piano di fondazione	b' _c (f=0)	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	b _c	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	b _q	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	b _{γ}	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di sicurezza	F _s	adim.	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
CAPACITA' PORTANTE LIMITE	kPa		229,19	234,62	245,47	251,91	288,84
	t/m ²		23,37	23,92	25,03	25,69	29,45
	Kg/cm ²		2,34	2,39	2,50	2,57	2,95
CAPACITA' PORTANTE AMMISSIBILE	kPa		76,40	78,21	81,82	83,97	96,28
	t/m ²		7,79	7,97	8,34	8,56	9,82
	Kg/cm ²		0,78	0,80	0,83	0,86	0,98

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE - FORMULA DI BRINCH-HANSEN

DATA: nov-23
CANTIERE: ISTITUTO ZOOPROFILATTICO - LODI
INTERVENTO: AMPLIAMENTO
TIPO DI FONDAZIONE: NASTRIFORMI

COMBINAZIONE 2

Parametri	Simboli	Unità di misura	Ipotesi 1	Ipotesi 2	Ipotesi 2	Ipotesi 4	Ipotesi 5
Coesione	c	kPa	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione	γ	kN/m ³	18,00	17,50	17,50	17,50	17,50
Peso di volume terreno sopra il piano di fondazione	γ'	kN/m ³	17,50	17,50	17,50	17,50	17,50
Profondità di immersione	Df	m	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Larghezza fondazione	B	m	0,50	0,70	0,90	1,00	1,50
Lunghezza della fondazione	L	m	2,50	3,50	4,50	5,00	7,50
Inclinazione del pendio (+ se diretta verso il basso)	β	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Inclinazione piano di fondazione sull'orizzontale	η	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Angolo di resistenza al taglio	φ°	gradi	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00
Sovraccarico ai lati della fondazione	q	kPa	8,75	8,75	8,75	8,75	8,75
Coeff. per fattore di profondità	k	adim.	1,00	0,71	0,56	0,50	0,33
Carico verticale totale sulla fondazione	V	kN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Componente orizzontale del carico	H	kN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Eccentricità asse x	e _x	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Eccentricità asse y	e _y	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Dimensione efficace fondazione	B'	m	0,50	0,70	0,90	1,00	1,50
Dimensione efficace fondazione	L'	m	2,50	3,50	4,50	5,00	7,50
Area efficace della fondazione	A _r	m ²	1,25	2,45	4,05	5,00	11,25
Fattori capacità portante	N _c	adim.	18,05	18,05	18,05	18,05	18,05
	N _q	adim.	8,66	8,66	8,66	8,66	8,66
	N γ	adim.	4,88	4,88	4,88	4,88	4,88
Fattore di forma	s' _c ($\varphi=0$)	adim.	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04
	s _c	adim.	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
	s γ	adim.	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92
	s _q	adim.	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08
Fattore di profondità	d' _c ($\varphi=0$)	adim.	0,40	0,29	0,22	0,20	0,13
	d _c	adim.	1,40	1,29	1,22	1,20	1,13
	d γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	d _q	adim.	1,32	1,23	1,18	1,16	1,11
Fattore di inclinazione del carico	i' _c ($\varphi=0$)	adim.					
	i _c	adim.					
	i γ	adim.					
	i _q	adim.					
Fattore di inclinazione sul pendio	g' _c (f=0)	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	g _c	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	g γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	g _q	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di inclinazione del piano di fondazione	b' _c (f=0)	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	b _c	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	b _q	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	b γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di sicurezza	F _s	adim.	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
CAPACITA' PORTANTE LIMITE	kPa		128,32	128,21	131,95	134,44	149,76
	t/m²		13,09	13,07	13,46	13,71	15,27
	Kg/cm²		1,31	1,31	1,35	1,37	1,53
CAPACITA' PORTANTE AMMISSIBILE	kPa		42,77	42,74	43,98	44,81	49,92
	t/m²		4,36	4,36	4,49	4,57	5,09
	Kg/cm²		0,44	0,44	0,45	0,46	0,51

ALLEGATO 9

CALCOLO DEI CEDIMENTI - TEORIA DELL'ELASTICITA'

DATA:	novembre-23
CANTIERE:	ISTITUTO ZOOPROFILATTICO - LODI
INTERVENTO:	AMPLIAMENTO
TIPO DI FONDAZIONE:	NASTRIFORMI

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1 - \mu^2}{E_S} I_S I_F$$

CALCOLO PER FONDAZIONI NASTRIFORMI, QUADRATE E PLATEE

Parametri geotecnici e geometrici			Valori				
q	Intensità di pressione di contatto	KPa	229,2	234,6	245,5	251,9	288,8
H ₁	Spessore dello strato compressibile - 1	m	2,5	3,5	4,5	5,0	7,5
Es ₁	Modulo elastico strato compressibile 1	KPa	4500,0	4500,0	4500,0	4500,0	4500,0
H ₂	Spessore dello strato compressibile - 2	m					
Es ₂	Modulo elastico strato compressibile 2	KPa					
H ₃	Spessore dello strato compressibile - 3	m					
Es ₃	Modulo elastico strato compressibile 3	KPa					
H ₄	Spessore dello strato compressibile - 4	m					
Es ₄	Modulo elastico strato compressibile 4	KPa					
H ₅	Spessore dello strato compressibile - 5	m					
Es	Modulo elastico strato compressibile 5	KPa					
H ₅	Spessore dello strato compressibile - 6	m					
Es	Modulo elastico strato compressibile 6	KPa					
H ₅	Spessore dello strato compressibile - 7	m					
Es	Modulo elastico strato compressibile 7	KPa					
Es ₆	Modulo elastico strato compressibile in cui è calcolato il cedimento	KPa	4500	4500	4500	4500	4500
μ	Coefficiente di Poisson	Adim.	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
H	Spessore dello strato compressibile	m	2,5	3,5	4,5	5,0	7,5
D	Profondità del piano di posa	m	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
B	Larghezza della fondazione (lato corto)	m	0,5	0,7	0,9	1,0	1,5
L	Lunghezza della fondazione	m	2,5	3,5	4,5	5,0	7,5
Calcolo del cedimento al centro della fondazione							
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
H/B	Rapporto spessore strato-semilarghezza fondazione	adim.	10,000	10,000	10,000	10,000	10,000
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	6,000	4,286	3,333	3,000	2,000
I ₁	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,758	0,758	0,758	0,758	0,758
I ₂	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,071	0,071	0,071	0,071	0,071
I _s	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) I1*	adim.	0,781	0,781	0,781	0,781	0,781
I _f	Coefficiente di influenza (Fox)	adim.	0,575	0,600	0,640	0,6700	0,725
ΔH	Cedimento al centro della fondazione	mm	19,219	28,742	41,240	49,229	91,621
Calcolo del cedimento allo spigolo della fondazione							
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
H/B	Rapporto spessore strato-larghezza fondazione	adim.	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	6,000	4,286	3,333	3,000	2,000
I ₁	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,552	0,552	0,552	0,552	0,552
I ₂	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111
I _s	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,589	0,589	0,589	0,589	0,589
I _f	Coefficiente di influenza (Fox) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,575	0,600	0,640	0,670	0,725
ΔH	Cedimento allo spigolo della fondazione	mm	7,241	10,829	15,538	18,547	34,519

CALCOLO DEI CEDIMENTI - TEORIA DELL'ELASTICITA'

DATA: novembre-23
CANTIERE: ISTITUTO ZOOPROFILATTICO - LODI
INTERVENTO: AMPLIAMENTO
TIPO DI FONDAZIONE: NASTRIFORMI

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1 - \mu^2}{E_S} I_S I_F$$

AZIONI SISMICHE

CALCOLO PER FONDAZIONI NASTRIFORMI, QUADRATE E PLATEE

Parametri geotecnici e geometrici			Valori				
q	Intensità di pressione di contatto	KPa	229,1	234,5	245,4	251,8	288,8
H ₁	Spessore dello strato compressibile - 1	m	2,50	3,50	4,50	5,00	7,50
E _{S1}	Modulo elastico strato compressibile 1	KPa	4.500	4.500	4.500	4.500	4.500
H ₂	Spessore dello strato compressibile - 2	m					
E _{S2}	Modulo elastico strato compressibile 2	KPa					
H ₃	Spessore dello strato compressibile - 3	m					
E _{S3}	Modulo elastico strato compressibile 3	KPa					
H ₄	Spessore dello strato compressibile - 4	m					
E _{S4}	Modulo elastico strato compressibile 4	KPa					
H ₅	Spessore dello strato compressibile - 5	m					
E _S	Modulo elastico strato compressibile 5	KPa					
E _{S6}	Modulo elastico strato compressibile in cui è calcolato il cedimento	KPa	4500	4500	4500	4500	4500
μ	Coefficiente di Poisson	Adim.	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
H	Spessore dello strato compressibile	m	2,5	3,5	4,5	5,0	7,5
D	Profondità del piano di posa	m	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
B	Larghezza della fondazione (lato corto)	m	0,5	0,7	0,9	1,0	1,5
L	Lunghezza della fondazione	m	2,5	3,5	4,5	5,0	7,5
Calcolo del cedimento al centro della fondazione							
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
H/B	Rapporto spessore strato-semilarghezza fondazione	adim.	10,000	10,000	10,000	10,000	10,000
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	6,000	4,286	3,333	3,000	2,000
I ₁	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,758	0,758	0,758	0,758	0,758
I ₂	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,071	0,071	0,071	0,071	0,071
I _S	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) I1*	adim.	0,781	0,781	0,781	0,781	0,781
I _F	Coefficiente di influenza (Fox)	adim.	0,575	0,600	0,640	0,670	0,725
ΔH	Cedimento al centro della fondazione	mm	19,213	28,733	41,227	49,213	91,592
Calcolo del cedimento allo spigolo della fondazione							
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
H/B	Rapporto spessore strato-larghezza fondazione	adim.	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	6,000	4,286	3,333	3,000	2,000
I ₁	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,552	0,552	0,552	0,552	0,552
I ₂	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111
I _S	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,589	0,589	0,589	0,589	0,589
I _F	Coefficiente di influenza (Fox) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,575	0,600	0,640	0,670	0,725
ΔH	Cedimento allo spigolo della fondazione	mm	7,239	10,825	15,533	18,541	34,508