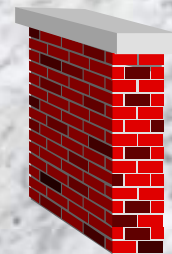




*Dott. Geol. Del Pero Gianni
Via dei Mille, 4
20821 MEDA (MB)*

Tel. 0362/343493 - 330/225140



Studio Radiologico Bernasconi

Nuovo Centro Radiologico

***Relazione geologica, geotecnica
e classificazione sismica***

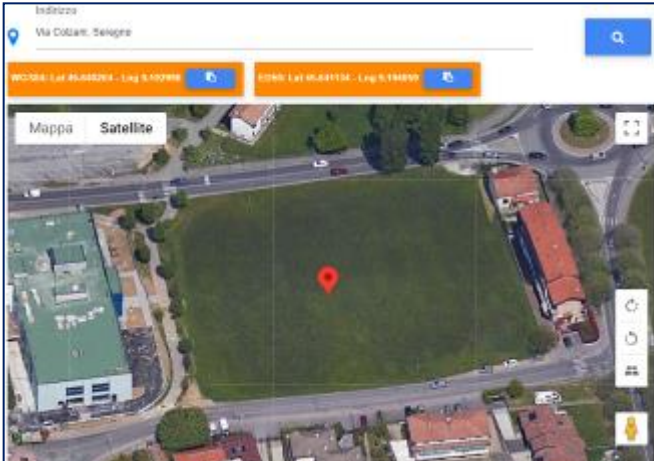
ai sensi d.m. 17.01.2018 e dgr. 5001 30.03.16



**Aggiornamento
Maggio 2023**

INDICE

1 - SCOPO DELL'INDAGINE ed INQUADRAMENTO	pag.	1
2 - LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI, GEOLOGICI E IDROGEOLOGICI e PRESCRIZIONI DALLO STUDIO GEOLOGICO COMUNALE (relazione geologica)	pag.	3
ANALISI SISMICA DI II° LIVELLO	pag. 5	
3 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI, PARAMETRI GEOTECNICI E SISMICI (relazione geotecnica)	pag.	8
CALCOLO DEGLI STATI LIMITE _ VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	pag. 10	
DETERMINAZIONE VELOCITA' ONDE SISMICHE VS30	pag. 14	
4 – CONCLUSIONI	pag.	17



Stati limite

Classe Edificio: II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubblico e sociali...

Vita nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Ti [anni]	a_p [g]	Fo	Ti' [s]
Operatività (SLC)	30	0.018	2.392	0.159
Danno (SLD)	50	0.023	2.537	0.187
Silvanguardia vita (SLV)	475	0.048	2.645	0.279
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.057	2.684	0.298
Periodo di riferimento per l'azione sismica	50			

Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1 vs (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: S

Cat. Topografica: T1

	SLD	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1.20	1.20	1.20	1.20
CC Coeff. funz. categoria	1.59	1.54	1.42	1.40
ST Amplificazione topografica	1.00	1.00	1.00	1.00

☐ Acc.ne massima attesa al sito (rel.0)



1 - SCOPO DELL'INDAGINE ed INQUADRAMENTO

Su incarico dello Studio Radiologico Bernasconi S.r.l., a supporto della progettazione strutturale e ad integrazione della documentazione tecnica di progetto è stata sviluppata la caratterizzazione geologico-tecnica dell'ambito relativo all'intervento proposto nell'area compresa tra Via Colzani, Via Bacone e Via Ripamonti, Seregno, f. 43, mapp. 667, meglio descritto nelle tavole di progetto, con l'effettuazione di cinque prove penetrometriche e l'apertura di una trincea esplorativa utilizzata anche per l'effettuazione di una prova di infiltrazione a indagini per l'elaborazione del progetto di invarianza idraulica. L'indagine sviluppata ai sensi del **d.m. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le costruzioni"** fornisce dati che correlati alla geologia della zona consentono la verifica della fattibilità geologica e della conformità geotecnica e strutturale dell'intervento in progetto.

Per le finalità della d.g.r. 5001/16 sono stati sviluppati approfondimenti di natura geologica, geotecnica e sismica in conformità ai punti 6.2.1 e 6.2.2 NTC 17/01/18 e della d.g.r. 2016/11 e, in data 20.07.2021, sono state effettuate 5 prove penetrometriche e aperte due trincee esplorative di una (T1) utilizzata per l'effettuazione di una prova di permeabilità.



fig. 1 - Ubicazione speditiva delle prove penetrometriche e delle trincee esplorative.

Per l'analisi geotecnica si sono utilizzati in correlazione i dati di prove penetrometriche effettuate in ambiti limitrofi geologicamente omogeni a quelli in esame e per la componente sismica determinazioni della velocità delle onde sismiche Vs30. In base all'allegato 5 dei Criteri attuativi della l.r. 12/05 Seregno rientra in Zona sismica 3 e per tale motivo è stato sviluppato l'approfondimento sismico di II° livello.



fig. 2 – Planimetria di progetto

I risultati dell'indagine forniscono la caratterizzazione del sottosuolo a partire dall'intorno dei punti nei quali sono state effettuate le prove, fornendo informazioni di natura geologica e geotecnica per la verifica della compatibilità geologica e degli elementi strutturali in esercizio.

Il sottosuolo del Comune di Seregno è costituito dalla piana fluvio-glaciale e fluviale del livello fondamentale della pianura formatasi nella fase post fase glaciale del Wurm, dotati di permeabilità medio-alta e che mostrano aumento di granulometria e della qualità geotecnica con la profondità, dopo il livello superficiale costituito da terreni limoso-sabbiosi.

Per le attenzioni richieste dalla d.g.r. 6/89803 e s.m.i. si segnala che non sono presenti elementi del reticolo idrografico nell'ambito di intervento, non sono state rilevate falde sospese, mentre la falda principale è situata a profondità notevole di non interferenza.

L'area non è stata oggetto di attività per le quali siano richieste attenzioni e procedure in materia di bonifica di terreni contaminati di cui al d. lgs. 152/06.

L'analisi, sviluppata per diverse tipologie di fondazioni, evidenzia un primo livello del sottosuolo, di spessore variabile nelle diverse prove effettuate, con qualità geotecnica non elevata che sarà comunque rimossa per le esigenze costruttive, e la presenza di terreni di riporto.

La presente relazione ha lo scopo di valutare la compatibilità dell'intervento in progetto con la situazione geologica locale, rappresentando inoltre un allegato al progetto ai sensi del d.m. 17.01.18 (Modellazione geologica del sito, Sez. 7.2.1 – Indagini e modellazione geotecnica, Sez. 7.2.2 N.T.).

2. LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI, GEOLOGICI E IDROGEOLOGICI PRESCRIZIONI DALLO STUDIO GEOLOGICO COMUNALE

Geomorfologia La zona di indagine, pianeggiante, non mostra elementi di evoluzione geomorfologica in atto o con predisposizione alla riattivazione.

Caratteri geologici Il sottosuolo del territorio comunale di Seregno ha litologia omogenea, con depositi fluvioglaciali della media e alta pianura, con terreni ghiaioso-sabbiosi sottostanti i livelli superficiali con scarsa alterazione limoso-sabbiosi di bassa qualità geotecnica di spessore contenuto. La Carta Geologica (F. 45 Milano, scala 1:100.000) assegna i depositi fluvioglaciali al Diluvium Recente con ghiaie sabbiose e sabbie con livello di alterazione limitato. La nuova Cartografia Geologica (progetto CARG, Foglio 96 Seregno) aggiorna la denominazione delle formazioni geologiche, accorpa le unità per fasi deposizionali e descrive la litologia del territorio costituita da ghiaie e sabbie ciottolose limose con presenza di strato di alterazione limoso argilloso di spessore compreso tra 70 e 150 cm, passaggio transizionale con progressiva riduzione del materiale fine.



Fig. 3 – Estratto Carta Geologica in scala 1:100.000 F. 45 – Milano

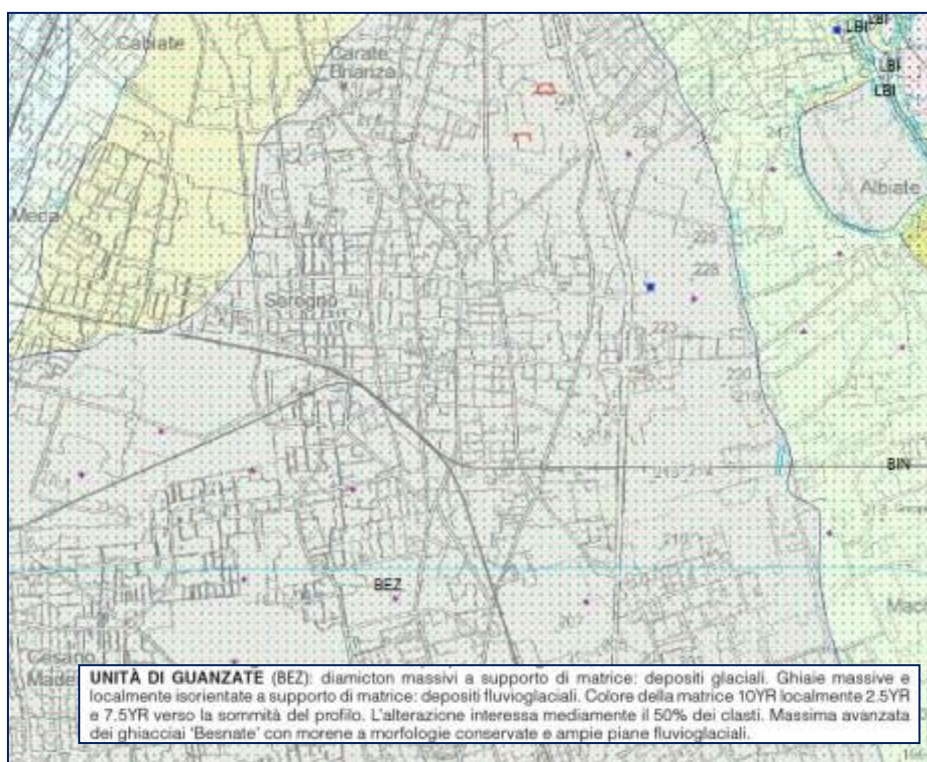


Fig. 4 – Carta geologica progetto CARG 1:50.000 – Foglio 96 Seregno

Scenario di pericolosità sismica locale: le caratteristiche geologiche del sito evidenziano uno scenario di pericolosità sismica locale Z4a di fondovalle con depositi alluvionali e fluvio-glaciali granulari e coesivi, e potenziali amplificazioni litologiche e geometriche con categoria di sottosuolo (B), di cui al punto 3.2.2 delle NTC ottenuta dalla correlazione tra risultati delle SPT e dalle misure di Vs30 effettuate (406 m/s).

Caratteri geologico tecnici dei terreni di fondazione: il sottosuolo di Seregno risente delle fasi deposizionali che ne caratterizzano la qualità in funzione delle modalità di deposizione dei materiali. L'area in esame appartiene alla piana ghiaioso-sabbiosa di buona qualità geotecnica al di sotto del livello superficiale limoso-sabbioso.

Caratteri idrogeologici: Non sono presenti elementi idrografici nell'area né in prossimità. La falda principale a profondità notevole con direzione di flusso prevalente nord-sud non è in condizioni di interferenza con l'intervento in progetto e non sono segnalate falde sospese.

Pozzi ad uso pubblico nell'area d'indagine: l'area in esame non è compresa in zone di rispetto dei pozzi idropotabili (D. Lgs. 152/2006 art. 94).

L'intervento in progetto prevede la realizzazione di un nuovo centro radiologico, intervento che in base al d.m. 17.01.18, rientra in classe II: "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali "(norme tecniche sezione 2.4.2).

Seregno è dotato di Piano di Governo del Territorio di cui fa parte lo Studio Geologico di supporto dal quale è estratta la cartografia della fattibilità geologica delle azioni di piano dalla quale si evidenzia che l'area in esame oggetto dell'intervento edilizio è inserita in classe di fattibilità geologica 3, edificabilità con consistenti limitazioni in quanto l'area in esame ricade all'interno della fascia di rispetto pozzi ad uso potabile definita con criterio geometrico in 200 metri, anche se rispetto al pozzo è posizionata a sud con direzione di flusso nord-sud per la quale non sono possibili interferenze per situazioni di contaminazione o infiltrazione di sostanze. Le normali pratiche di prevenzione sono quindi in grado di eliminare rischi ambientali e idraulici con il normale utilizzo di tubazioni a doppia camicia e infiltrazioni dirette nel livello non saturo)

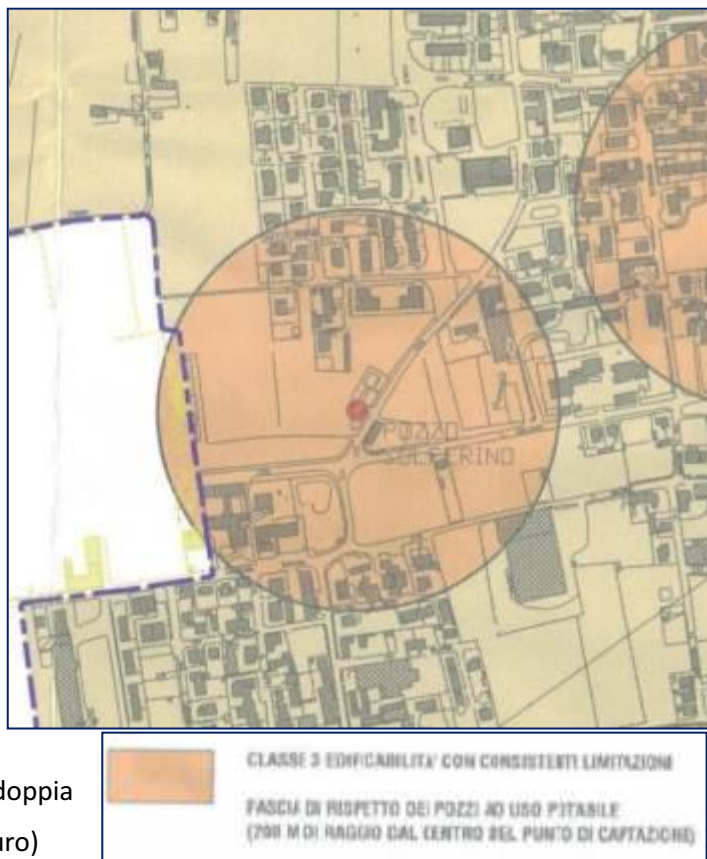


Fig. 5 – Carta della fattibilità geologica da PGT Seregno



Fig. 5 – Carta Idrogeologica da PGT Seregno

Il Comune di Seregno con D.g.r. X/2129 dell'11.07.14 è stato inserito, ai sensi dell'OPCM 3274/2003 e dell'OPCM 3519/2006, in **zona sismica 3**, con pericolosità sismica bassa che può essere soggetta a scuotimenti modesti e **accelerazione massima sismica presente nel territorio comunale di 0,050737**, in area con **scenario di pericolosità sismica locale Z4a**, di fondovalle, con amplificazioni dovute a cause litologiche e geometriche e pertanto si sviluppa **l'analisi sismica di II° livello**.

La caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi negli scenari della carta di pericolosità sismica fornisce la stima della risposta sismica dei terreni nel valore di Fattore di Amplificazione (Fa). L'applicazione del 2° livello consente di individuare le aree in cui la normativa è insufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale (Fa calcolato superiore a Fa di soglia comunale). Per queste aree si dovrà procedere a approfondimenti di 3° livello oppure utilizzare lo spettro della categoria di suolo superiore.

L'approfondimento è stato condotto con metodi quantitativi semplificati, validi per la valutazione delle amplificazioni litologiche e morfologiche in funzione del valore di Fa. Il valore di Fa si riferisce agli intervalli di periodo tra 0,1-0,5 sec. e 0,5-1,5 sec.: i due intervalli di periodo nei quali viene calcolato il valore di Fa sono stati scelti in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie presenti più frequentemente nel territorio regionale; in particolare 0,1-0,5 secondi si riferisce a strutture basse, regolari e rigide, mentre 0,5-1,5 secondi si riferisce a strutture alte e flessibili.

La procedura di 2° livello fornisce, per gli effetti litologici, valori di F_a per entrambi gli intervalli di periodo considerati, mentre per gli effetti morfologici solo per l'intervallo 0,1-0,5 secondi e solo in determinate condizioni. Questa limitazione è causata dall'impiego, per la messa a punto della scheda di valutazione, di codici di calcolo di tipo bidimensionale ad elementi di contorno, che sono risultati più sensibili all'influenza del moto di input nell'intervallo di periodo 0,5-1,5 secondi.

Le condizioni morfologico-litologiche dell'area non richiedono la verifica degli effetti morfologici mentre per quanto riguarda gli effetti litologici la procedura semplificata richiede la conoscenza di:

- litologia prevalente dei materiali presenti nel sito; - stratigrafia del sito;
- andamento delle V_s con la profondità fino a valori pari o superiori a 800 m/s;

la conoscenza degli spessori e delle V_s può essere ottenuta utilizzando vari metodi di indagine in grado di fornire un modello geologico-geofisico del sottosuolo attendibile in relazione alla situazione geologica del sito con maggior dettaglio nella parte più superficiale; in mancanza del raggiungimento del "bedrock" (caratterizzato da $V_s \geq 800$ m/s) con le indagini è possibile ipotizzare un gradiente di V_s con la profondità sulla base dei dati ottenuti dall'indagine, tale da raggiungere il valore di 800 m/s;

- spessore e velocità di ciascun strato, sezioni geologiche, conseguente modello geofisico geotecnico ed identificazione dei punti rappresentativi sui quali effettuare l'analisi.

Sulla base di intervalli indicativi di alcuni parametri geotecnici, quali curva granulometrica, parametri indice, numero di colpi della prova SPT, si individua la **litologia prevalente** presente nel sito e per questa si sceglie la relativa scheda di valutazione di riferimento, fornita dalla normativa e in allegato, che nel nostro caso è la scheda della V_s per la "litologia sabbiosa".

Il periodo proprio del sito T necessario per l'utilizzo della scheda di valutazione dovrebbe essere calcolato considerando tutta la stratigrafia fino alla profondità in cui il valore delle V_s è uguale o superiore a 800 m/s utilizzando la seguente equazione:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^n h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^n V_{s_i} \times h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \right)}$$

Utilizzando la relazione di cui sopra, con i dati misurati nella registrazione H/V, si otterrebbe un $T > 1,8$ sec. In pratica si preferisce utilizzare il grafico H/V, più rispondente alla realtà, dove si osserva che il picco della frequenza di risonanza visibile nel grafico con i maggiori valori di F_a a quota fondazione lo si ha nell'intervallo 5-20 Hz e, pertanto, il periodo proprio del sito T comportante i maggiori di F_a sarà pari a $1/f = 1/5 \text{ Hz} = 0,2 \text{ sec}$.

Per il calcolo **fattore di amplificazione litologico locale** è necessario dapprima individuare lo spessore e la velocità di propagazione delle onde di taglio dello strato superficiale, definito come il primo strato a partire dalla superficie con spessore minimo di 4 m.

Qualora non si dovesse riconoscere uno strato di spessore adeguato, è necessario procedere alla individuazione di uno strato superficiale equivalente al quale assegnare velocità di propagazione delle onde di taglio pari alla media pesata delle velocità dei singoli strati che lo costituiscono. In questo modo individuando le equazioni da impiegare per il calcolo del valore di F_a per strutture aventi periodo proprio compreso tra 0,1 e 0,5 sec e per strutture aventi periodo proprio tra 0,5 e 1,5 sec.

A partire dal valore di periodo proprio di sito precedentemente determinato in 0,33 sec, si sono determinati i valori del **coefficiente di amplificazione litologica F_a** di seguito calcolati:

- strutture con periodo proprio $0,1 \text{ sec} < T < 0,5 \text{ sec}$: **$F_a = 1,6+0,1$**
- strutture con periodo proprio $0,5 \text{ sec} < T < 1,5 \text{ sec}$: **$F_a = 1,2+0,1$**

Il valore di F_a così determinato, dovrà essere approssimato alla prima cifra decimale e dovrà essere utilizzato per valutare il grado di protezione raggiunto al sito dall'applicazione della normativa sismica.

La valutazione del grado di protezione viene effettuata in termini di contenuti energetici, confrontando il valore di F_a ottenuto dalle schede di valutazione con un parametro calcolato per ogni comune e per le categorie di suolo soggette ad amplificazioni litologiche (B, C, D ed E) e per i due intervalli di periodo 0,1-0,5 sec. e 0,5-1,5 sec. con variabilità di $\pm 0,1$ e il parametro rappresenta il valore soglia oltre il quale lo spettro proposto risulta insufficiente a definire la reale amplificazione presente nel sito.

Si possono presentare quindi due situazioni:

- F_a è inferiore al valore soglia (come nel nostro caso) e quindi è da considerarsi sufficiente a definire anche gli effetti di amplificazione litologica e si può applicare lo spettro previsto dalla normativa;
- F_a è superiore al valore soglia e quindi insufficiente a definire i possibili effetti di amplificazione litologica e quindi è necessario effettuare analisi più approfondite (3° livello) o utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore,

COMUNE	INTERVALLO	VALORI SOGLIA			
		B	C	D	E
Seregno	0,1-0,5	1,4	1,9	2,2	2,0
Seregno	0,5-1,5	1,7	2,4	4,2	3,1

Nel nostro caso, i valori di F_a calcolati per **terreni appartenenti alla classe B**, per i periodi considerati, sono inferiori al valore soglia comunale che compaiono nella banca dati regionale e per edifici alti e flessibili, con periodo 0,5-1,5 s, potranno essere applicati in fase progettuale i parametri ottenuti per la categoria di sottosuolo individuata (classe B), di cui al punto 3.2.2. delle NTC, ottenuta dalla correlazione tra i risultati delle **SPT** e la determinazione della velocità **V_{s30}** effettuata (406 m/s).

3 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI, PARAMETRI GEOTECNICI E SISMICI

La caratterizzazione geotecnica del sottosuolo dell'area di intervento è stata ottenuta mediante 5 prove penetrometriche i cui risultati, peraltro omogenei e ottimali alle quote di fondazione di progetto, sono stati correlati con dati di prove e effettuati in ambiti limitrofi geologicamente omogenei a quello di intervento, e con misure di velocità Onde Sismiche Vs30. La prova penetrometrica consiste nell'infissione nel terreno di una punta conica posta all'estremità di un'asta prolungabile con l'aggiunta di successivi spezzoni. L'infissione avviene per battitura facendo cadere un maglio di peso standard da altezza costante. Durante la prova è misurato il numero di colpi per fare avanzare di 30 cm il sistema delle aste.



Prof.	P1	P2	P3	P4	P5
0,0-0,3	3	3	4	3	3
0,3-0,6	5	4	4	8	4
0,6-0,9	2	2	4	4	2
0,9-1,2	2	1	3	2	7
1,2-1,5	6	20	6	15	20
1,5-1,8	21	40	8	32	45
1,8-2,1	18	42	13	25	49
2,1-2,4	30	45	18	13	50
2,4-2,7	45	50	34	19	
2,7-3,0	50	50	50	35	
3,0-3,3				26	
3,3-3,6				34	
3,6-3,9				50	
3,9-4,2					
4,2-4,5					
4,5-4,8					
4,8-5,1					
5,1-5,4					

Tab. 1 – Valori delle prove penetrometriche febbraio 2023

limi		
sabbie		
ghiaie		

Fig. 5 – Il penetrometro in postazione P3

Per questo lavoro è stato utilizzato un penetrometro installato su un cingolato con queste caratteristiche: Peso maglio: 73 Kg, Altezza di caduta: 75 cm, Diametro punta: 51 mm, Angolo al vertice punta conica: 60°, Diametro aste: 32 mm.

L'omogeneità delle serie litologiche viene confermata dalla profondità di 1,20/1,50 m. dal p.c., con orizzonti omogenei con progressivo aumento di granulometria e addensamento con la profondità con mista ghiaioso-sabbiosa di ottima qualità geotecnica da - 2 m. dal p.c.

In tab. 1 sono forniti i valori dalle prove penetrometriche effettuate il 15.02.2023 messi a confronto con i dati di altre prove disponibili (tab. 2 e tab. 3) da indagini in ambiti limitrofi geologicamente omogenei a quello in esame enfatizzando la litologia significativa in termini geotecnici: dopo i livelli limoso-sabbiosi superficiali progressivo aumento di granulometria e resistenza dei terreni per la presenza di ghiaie miste alle quote di progetto delle fondazioni dell'intervento in oggetto.

Prof.	SCPT1	SCPT2	SCPT3	SCPT4	Prof.	P1	P2	P3	P4	P5
0,0-0,3	3	6	2	5	0,0-0,3	5	5	5	7	4
0,3-0,6	5	7	5	15	0,3-0,6	5	3	4	10	8
0,6-0,9	4	8	4	10	0,6-0,9	3	3	3	10	5
0,9-1,2	3	7	5	4	0,9-1,2	3	4	4	4	3
1,2-1,5	15	11	7	6	1,2-1,5	8	5	6	3	3
1,5-1,8	13	19	11	6	1,5-1,8	3	3	3	7	5
1,8-2,1	15	18	20	7	1,8-2,1	3	3	3	11	6
2,1-2,4	50	40	15	8	2,1-2,4	2	3	3	15	15
2,4-2,7	44	38	12	17	2,4-2,7	5	5	5	18	23
2,7-3,0	70	28	18	18	2,7-3,0	6	9	7	30	22
3,0-3,3	48	18	17	35	3,0-3,3	9	13	11	21	18
3,3-3,6	31	26	13	45	3,3-3,6	19	13	16	15	9
3,6-3,9	35	20	38	63	3,6-3,9	15	15	15	17	6
3,9-4,2	38	30	44	40	3,9-4,2	14	18	16	19	15
4,2-4,5	58	42	24	30	4,2-4,5	24	32	28	15	17
4,5-4,8	38	42	35	30	4,5-4,8	20	30	25	18	25
4,8-5,1	28	48	41	30	4,8-5,1	20	15	18	23	40
5,1-5,4	40	65	46	30	5,1-5,4	22	22	22	30	50
5,4-5,7	60	62	53	30						

Tab. 2. 6 e Tab. 7 – Prove penetrometriche disponibili da ambiti limitrofi geologicamente omogenei a quello in esame

Dalla valutazione dei valori di SPT (<50) e della velocità delle onde sismiche Vs30 (406 m/s) i terreni sono attribuiti alla **classe B** e l'analisi sismica condotta consente di applicare lo spettro previsto per tale classe:

B **Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti**, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori della resistenza penetrometrica $N_{spt} > 50$, o coesione non drenata $C_u > 250$ kPa.

Per il calcolo dell'angolo d'attrito si è utilizzata la relazione Peck, Hanson e Thornburn mentre la densità relativa è stata ottenuta con la relazione di Gibbs-Holtz.

VALORI MEDI RAPPRESENTATIVI						
da (m)	A (m)	angolo d'attrito Phi (°)	Densità relativa DR (%)	Modulo E (Mpa)	Peso di Volume (kN/mc)	Ipotesi stratigrafica
0.0	0.6/0.9	28-30	40/70	400/500	18.5/19.5	Superficiale - Sabbie limose
0.9	1.2/1.5	24-26	30	250/300	18.0/ 18.5	Limi sabbiosi e sabbie
1.80	>5,70	30-32	80	600/1000	20.5	Ghiaie e sabbie

CALCOLO DEGLI STATI LIMITE - VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Come consentito dal d.m. 17.01.18, viene omessa la verifica alla liquefazione in quanto gli eventi sismici attesi sull'area sono di magnitudo inferiore a 5. Non sono previsti piani interrati e le fondazioni di progetto saranno impostate sul livello portante ghiaioso-sabbioso

fondazioni dirette: verifica allo stato limite ultimo SLU:

Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno: determinazione della resistenza ultima di progetto del terreno di fondazione soggetto ad azione sismica. Si è scelto l'approccio 2 – combinazione 1: A1+M1+R3. I valori per il calcolo della resistenza di progetto provengono dalla parametrizzazione dei dati geotecnici eventualmente corretti, a seconda dell'approccio utilizzato, con i coefficienti parziali illustrati nelle tabelle della normativa (d.m. 17.01.18 - capitolo 6 – progettazione geotecnica, tabella 6.2.II). La resistenza ultima del terreno di fondazione è data dalla relazione:

$R_d = q_{ult} \cdot A'$ dove: q_{ult} = capacità portante ultima A' = area effettiva della fondazione

Il calcolo della capacità portante ultima è stato eseguito secondo la formula di Vesic. La formula generale è la seguente: per $\phi = 0$: $q_{ult} = 5,14 \cdot c_u \cdot (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + \gamma_1 \cdot D_f$ per $\phi > 0$:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot g_c \cdot d_c \cdot b_c + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove: q_{ult} = capacità portante ultima c_u = coesione non drenata

c = coesione

ϕ = angolo di resistenza al taglio

γ_1 e γ_2 = peso di volume sopra e sotto il piano di posa

B = larghezza della fondazione L = lunghezza della fondazione

D_f = profondità di posa rispetto ad un rinterro laterale

N_c, N_q, N_γ = fattori di portanza, funzione dell'angolo di attrito del terreno ϕ

S^* = fattori correttivi di forma della fondazione, D^* = fattori correttivi di profondità di posa

I^* = fattori correttivi di inclinazione del carico b^* = fattori correttivi per la base ruotata

G^* = fattori correttivi per fondazioni su pendio

Perché la verifica sia soddisfatta $E_d \leq R_d / \gamma_{Rd}$ Dove: E_d = valore di progetto dell'azione γ_{Rd} =

coefficiente parziale di capacità portante, variabile a seconda dell'approccio utilizzato, e valori in tabelle della normativa (d.m. 17.01.18 - capitolo 6 – progettazione geotecnica, tabella 6.4.I)

fondazioni dirette: verifica allo stato limite di esercizio SLE:

I calcoli della resistenza del terreno di fondazione allo SLE sono stati eseguiti col metodo di Meyerhof modificato da Bowles che forniscono valori elevati e risposte geotecniche adeguate alle esigenze di progetto con cedimenti contenuti e compatibili.

Su tali ipotesi si simula il comportamento del sottosuolo verificando la portanza per moduli standard di fondazione con cedimenti di progetto imposti tra 10 e 20 mm. Si ottiene $q_a = (N/F1) \cdot K_d$ se $B \leq F4$ e $q_a = (N/F2) \cdot (B+F3/B)^2 \cdot K_d$ se $B > F4$ dove: **q_a : capacità portante ammissibile** e N: Nspt medio degli strati da - 0.5 B sopra a 2B sotto il piano di posa, 15 da - 1,20. sino a 20 con fondazione profonda.

$K_d = 1 + 0.33 (D/B) \leq 1.33$ F = coefficienti standard di modello e, infine, **Qamm** = capacità portante ammissibile con fattore di sicurezza (3), qui sotto in tabella:

B metri	Cedimento immediato 1.0 cm	Cedimento immediato 1.5 cm	Cedimento immediato 2.0 cm	K Winkler kg/cmc
1.00	1.68			2.88
1.25	1.62	1.66		2.66
1.50		1.60	1.64	2.44
3.00*3.00		1.64	1.68	2.22

Nella tabella è fornito il coefficiente di sottofondo (Winkler) in funzione della natura dei terreni e del coefficiente sperimentale di Terzaghi per il peso di volume del terreno indagato nel nostro caso 2Kg/cmc. I risultati ottenuti sono compatibili con le esigenze dell'intervento proposto e, sulla base delle informazioni acquisite con le prove penetrometriche, **per i criteri del d.m. 17.01.2018** si definisce **portata massima ammissibile**, compensata e con fattore di sicurezza (3), il valore di **1,60 kg/cm²**, per cedimenti di progetto compatibili, dalla quota di 1,20 da p.c.

La caratterizzazione geotecnica del sottosuolo richiede la definizione della risposta dei terreni in funzione dei **Parametri sismici sitospecifici**:

latitudine: 45,641134
longitudine: 9,194059
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento per definizione parametri di pericolosità sismica (a_g , F_0 , T_c^*)

Sito 1	ID: 11372	Lat: 45,6565	Lon: 9,1316	Distanza: 5145,948
Sito 2	ID: 11373	Lat: 45,6591	Lon: 9,2028	Distanza: 2105,950
Sito 3	ID: 11595	Lat: 45,6091	Lon: 9,2066	Distanza: 3692,250
Sito 4	ID: 11594	Lat: 45,6066	Lon: 9,1353	Distanza: 5972,108

La normativa in materia introduce i parametri di pericolosità sismica (a_g , F_0 , T_c^*) e le modalità per ricavare gli stessi in base alle coordinate geografiche del sito e in base all'importanza della costruzione: **a_g** è l'accelerazione orizzontale max del terreno; **F_0** è il fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione Orizzontale e **T_c^*** è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale per parametri sismici sitospecifici ottenuti per terreni di classe B:

Stati limite


Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...


Vita Nominale
50


Interpolazione
Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	ag [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.018	2.560	0.159
Danno (SLD)	50	0.023	2.537	0.187
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.048	2.645	0.279
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.057	2.684	0.298
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici


Tipo
Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.


H (m)
1


us (m)
0.1


Cat. Sottosuolo
B


Cat. Topografica
T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,59	1,54	1,42	1,40
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

I risultati forniti, funzione del tempo e dell'uso del bene, a partire dai valori estrapolati dalla griglia di riferimento nazionale, **ad es. per lo stato limite operativo** $a_g = 0,018g$; $F_o = 2,560$ $T_c = 0,159$; si valuta a_{max} (accelerazione orizzontale massima attesa al sito) con **$a_{max} = a_g * S_s * S_t = 1,2 * 1,0 * 0,018g = 0,210$** . Con la riduzione dell'accelerazione attesa al sito $\beta_s 0,24$ si ottiene il **coefficiente sismico orizzontale: $K_h = \beta_s * a_{max} / g = 0,004$** e quello verticale è

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.004	0.005	0.011	0.014
kv	0.002	0.003	0.006	0.007
Amax [m/s²]	0.210	0.267	0.560	0.676
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

è calcolato come $k_v = k_h / 2$ e quindi **$K_v = 0,5 * K_h = 0,5 * 0,004 = 0,002$** e infine i **coefficienti sismici sitospecifici** per la verifica dello Stato Limite Operativo (SLO), di danno (SLD), di salvaguardia della vita (SLV) e di Prevenzione Collasso (SLC).

LEGENDA

Cu	Coefficiente d'uso	Tr	Tempo di ritorno
ag	Accelerazione massima orizzontale del sito		
Fo	Valore massimo del coefficiente di amplificazione in accelerazione orizzontale		
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante in accelerazione orizzontale		
Ss	Coefficiente di amplificazione stratigrafica	Cc	Coefficiente categoria di sottosuolo
	Coefficiente di amplificazione topografica		
Kh	Coefficiente sismico orizzontale	Kv	Coefficiente sismico verticale
amax	Accelerazione massima attesa al sito	Beta	Coefficiente di riduzione Amax

Le verifiche devono essere effettuate con il metodo agli STATI LIMITE, valutando gli effetti delle combinazioni delle azioni. Potrebbero essere escluse le aree inserite in zona sismica 3 com'è il caso di Seregno le *costruzioni di tipo 1 e di tipo 2*, per le quali è ammessa la verifica alle Tensioni Ammissibili secondo il D.M. 11.03.1988, con grado di sismicità $S = 5$. Con la D.g.r. 11 luglio 2014 Regione Lombardia ha riclassificato la zonazione sismica attribuendo a Seregno la zona sismica 3. La normativa è stata attuata con dgr 5001/16 e richiede allo strutturista una verifica ulteriore al mutato scenario di prevenzione del rischio sismico. Si procede, comunque, alla verifica secondo esigenze strutturali medie (1,5 kg/cmq).

La verifica alle tensioni ammissibili (con fattore di incremento delle azioni pari a 1) porta alla verifica della capacità portante ($4.86 / 1.5 \text{ kg/cmq} = 3,24 > 3 \text{ (Fs)}$ dal d.m. 11.03.88). La verifica agli Stati limite in funzione delle esigenze strutturali alle quali possiamo sommare il contributo dei carichi permanenti non strutturali e variabili per relativi parametri (rispettivamente 1,3 e 1,5, carico neve max 1,53 KN/mq) porta a definire un valore di progetto dell'azione compatibile nella misura di 2,95 kg/cmq.

La verifica alla combinazione fondamentale statica con approccio 1 Combinazione 1 (STR) – A1+M1+R1) con un valore di progetto dell'azione $E_d = 2,95 \text{ kg}$ è soddisfatta nel caso di fondazioni su terreni di classe B dove la Resistenza R_d del terreno non viene modificata rispetto al dimensionamento alle tensioni limiti ($R_d/1$ parametro normativo) e, pertanto $E_d < R_d$.

Nella **verifica per stati limite di esercizio (SLE) nella combinazione sismica** entra nel calcolo il coefficiente sismico verticale K_v , come sopra definito e quantificato.

Ma in questo caso, vista la zona sismica e la situazione sismica sitospecifica il contributo di amplificazione risulta essere contenuto e quanto sopra ancor più per il coefficiente sismico orizzontale, anche in relazione al Taglio Sismico T1 definito dallo strutturista.

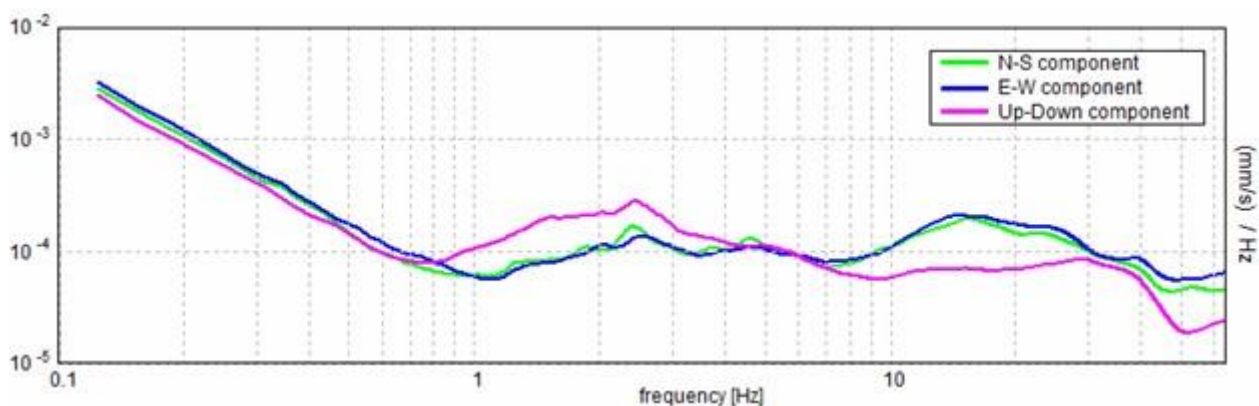
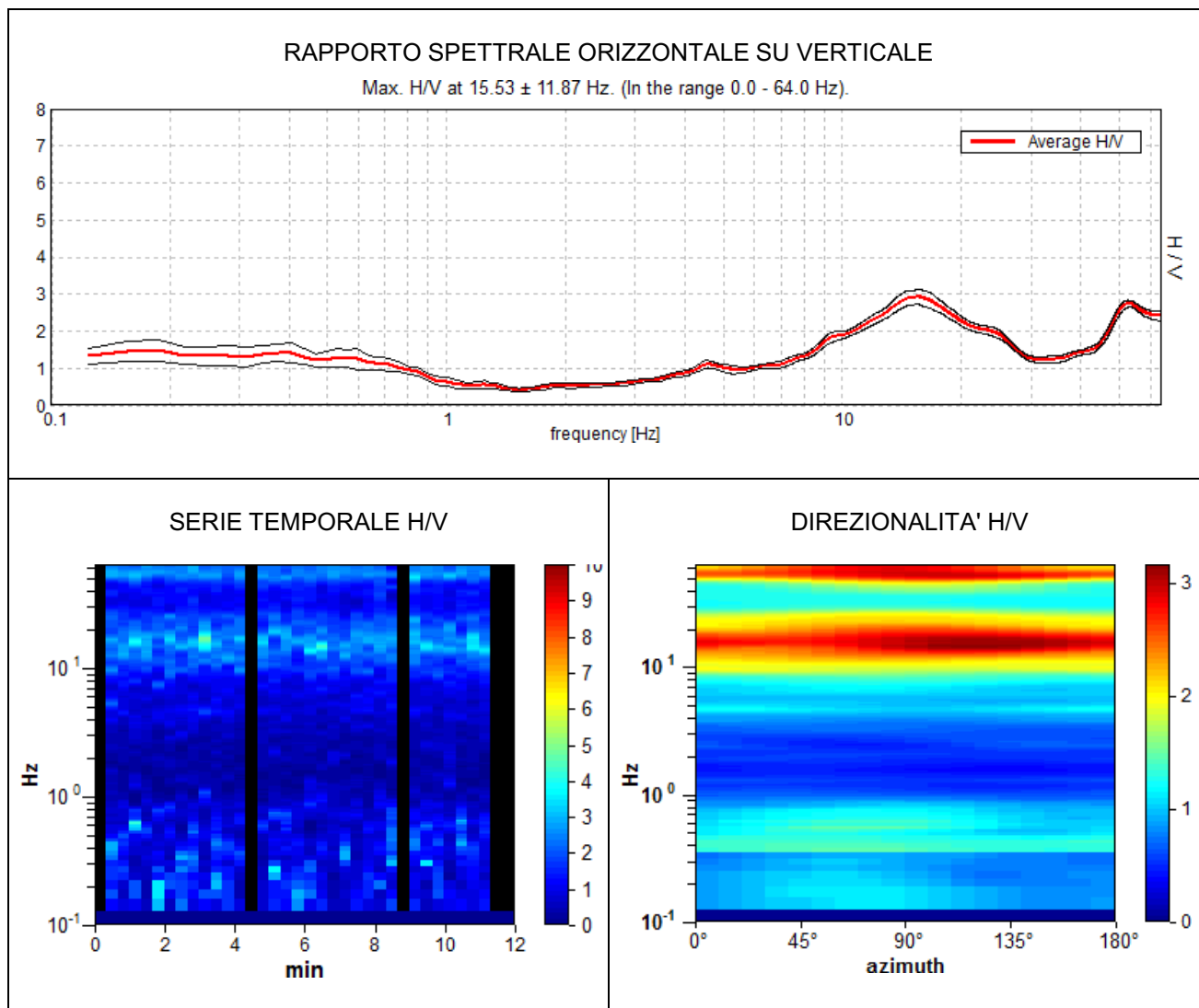
Per quanto sopra sono soddisfatte le verifiche agli Stati Limite e si conferma la resistenza dei terreni alle profondità analizzate, tenuto conto dell'amplificazione per i parametri di pericolosità sismica sitospecifici e per le componenti di accelerazione verticali e orizzontali, in **1,60 kg/cmq dalla profondità di 1,20 dal p.c.** in terreni naturali.



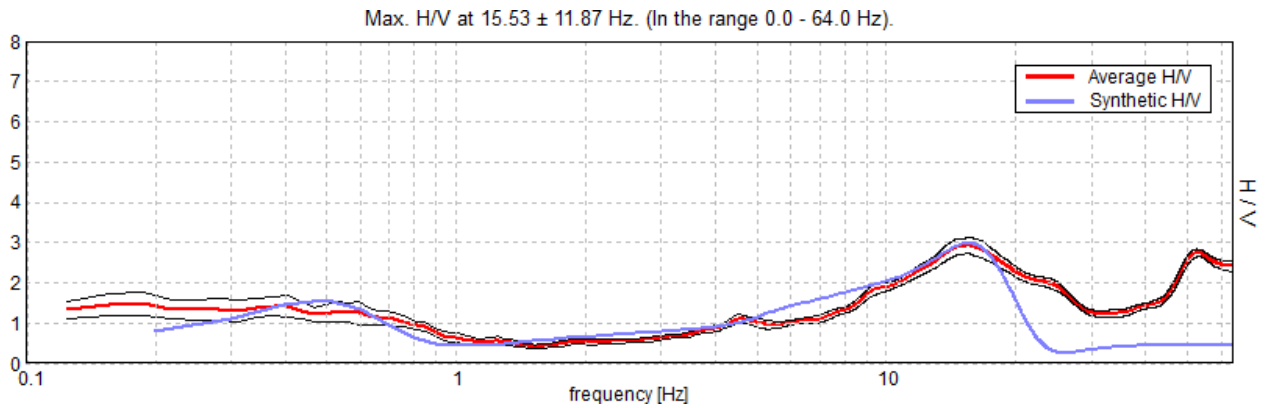
DETERMINAZIONE VELOCITA' ONDE SISMICHE VS30

Strumento: TEP-0146/01-11 Formato dati: 16 byte Fondo scala [mV]: n.a.
Inizio registrazione: 15/02/23 16:00:22 Fine registrazione: 15/02/23 16:12:22

Durata registrazione: 0h12'00". Analizzato 88% tracciato (selezione manuale)
Freq. campionamento: 128 Hz Lunghezza finestre: 20 s
Tipo di lisciamento: Triangular window Lisciamento: 9%

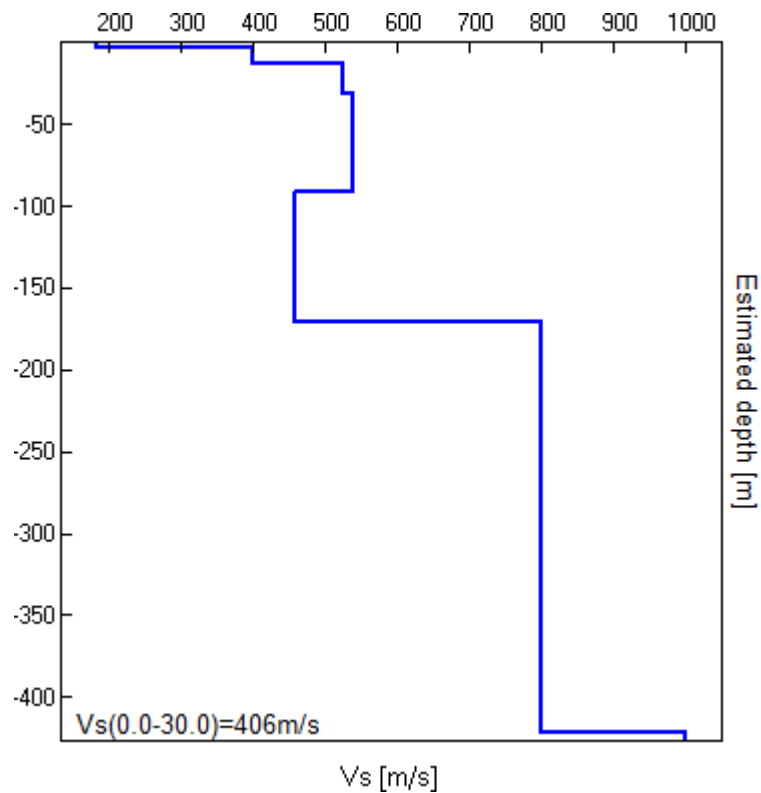


SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
1.10	1.10	185	0.42
13.10	12.00	400	0.42
31.10	18.00	525	0.42
91.10	60.00	540	0.42
171.10	80.00	460	0.35
421.10	250.00	800	0.42
inf.	inf.	1000	0.40

$V_s(0.0-30.0)=406\text{m/s}$



Picco H/V a 15.55 ± 11.88 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

$f_0 > 10 / L_w$	$15.25 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$9662.2 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 746	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	8.466 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	27.822 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$2.94 > 2$	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.76444 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$11.86868 < 0.77656$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.2022 < 1.58$	OK	

L_w	lunghezza della finestra
n_w	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
f	frequenza attuale
f_0	frequenza del picco H/V
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$

Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20



Misure di Vs30 15.02.23

4 – CONCLUSIONI

Con l'indagine realizzata a Seregno per la caratterizzazione dell'ambito accessibile da via Colzani, Bacone e Ripamonti in Seregno, sono state verificate le condizioni geologiche, effettuate indagini geotecniche e classificazione sismica ai sensi del d.m. 17.01.2018.

L'analisi geologico-tecnica ha rilevato una situazione sostanzialmente omogenea nel sottosuolo, con un livello superficiale costituito da sabbie limose e successivo passaggio a terreni ghiaioso-sabbiosi dotati di buona qualità geotecnica; i terreni naturali appartengono alla classe sismica B "Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e velocità delle onde sismiche $V_{s30} > 360 \text{ m/s}$ ".

La determinazione della situazione sito-specifica ha consentito di definire i **parametri di pericolosità sismica**, forniti nel testo, e tra questi i relativi allo **stato limite operativo, rispettivamente** $a_g = 0,018 \text{ g}$; $F_0 = 2,560$; $T_c = 0,159$ **$a_{max} = 0,208$** dai quali giungere al **coefficiente sismico orizzontale** $K_h = \beta_s * a_{max} / g = 0.004$ **e verticale** $= 0,002$.

Visto il progetto e tenuto conto delle condizioni geotecniche rilevate, si definisce la portanza ammissibile per fondazioni superficiali dalla quota di 1,20 m da p.c. il valore di **1,60 kg/cmq**, incrementabili a 2kg/cmq per fondazioni a oltre -2,00 m da p.c. con cedimento compatibile e conforme alle esigenze di progetto.

La **verifica agli Stati limite Ultimi**, è soddisfatta secondo i parametri incrementali delle azioni e riduttivi delle resistenze, per le esigenze strutturali dell'intervento, e dovranno essere prestate le normali cautele in fase esecutiva.

Per quanto sopra si conferma la fattibilità geologico-tecnica e la compatibilità alla normativa emanata con il **d. m. 17.01.2018** e nulla osta da un punto di vista geologico-tecnico, alla realizzazione degli interventi proposti al netto dell'adozione del dimensionamento funzionale fornito con la presente relazione.

Meda - Seregno, 27 Febbraio 2023



Dr. Geol. Del Pero Gianbattista

Ordine dei Geologi della Lombardia al n. 517

APPENDICE FOTOGRAFICA



**stratigrafia dalla trincea esplorativa T1
per l'effettuazione di prova infiltrometrica**



prova penetrometrica P1



Prova P2 in corrispondenza della trincea T2



Scavo della trincea T2



P4



P5