

Relazione Geologica & Geotecnica

D.M. 17.01.2018 (N.T.C. p.to 6.2.1)
D.G.R. IX/2616 30.11.2011
D.M. 17.01.2018 (N.T.C. p.to 6.2.2)

Progetto

NUOVO AMPLIAMENTO FABBRICATO PER ATTIVITÀ DI CASEIFICIO

Committente

CASEIFICIO S. ANTONIO S.r.l.

Provincia	Brescia
Comune	Montichiari, Loc. Sant'Antonio
Cap	25018
Indirizzo	Via Dugali Mattina n°2
Codice Catastale	F471
Rif. catastali	Fg. 89 Mapp. 116, 161 e 200

Data 07 ottobre 2022

Il tecnico Dott. Geol. Stefano Salvi



1.	PREMESSA.....	1
2.	MODELLO GEOLOGICO.....	2
2.1.	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO, GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO, IDROGRAFICO ED IDROGEOLOGICO.....	2
3.	INQUADRAMENTO URBANISTICO DELL'AREA.....	9
4.	SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO.....	12
4.1	PREMESSA.....	12
4.2	VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.....	12
4.3	STATI LIMITE, PROBABILITA' DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO.....	13
4.4	PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE.....	14
4.5	PERICOLOSITA' SISMICA DI SITO.....	14
4.6	COEFFICIENTI SISMICI.....	14
4.6.1	COEFFICIENTI SISMICI FONDAZIONI E STABILITA' DEI PENDII.....	14
4.7	CLASSIFICAZIONE DEL SOTTOSUOLO.....	15
4.8	DETERMINAZIONE DEL SISMA DI PROGETTO.....	16
4.8.1	STIMA DELL'INCLINAZIONE DEL CARICO DOVUTA AD EVENTI SISMICI.....	18
1.	MODELLO GEOTECNICO.....	19
5.1.	INDAGINE GEOGNOSTICA IN SITO.....	19
5.1.1.	Breve descrizione dell'indagine effettuata.....	19
5.1.2.	Penetrometro utilizzato per prove penetrometriche.....	19
5.2.	STIMA DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO.....	19
6.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (S.L.U.).....	27
6.1.	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI IN CONDIZIONI SISMICHE.....	27
6.1.1.1.	Esclusione della verifica a liquefazione.....	27
6.2.	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE NEL SITO IN ESAME.....	27
6.3.	VERIFICA AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME TERRENO-FONDAZIONE.....	28
6.3.1.	Azione sulla fondazione.....	28
6.3.2.	Resistenza del terreno.....	28
7.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (S.L.E.).....	31
7.1	CALCOLO DELLA DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI NEL TERRENO DI FONDAZIONE.....	31
7.2	CAUSE DEI CEDIMENTI.....	31
7.2.1	Cedimenti nei terreni incoerenti (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità).....	31
7.2.2	Cedimenti nei terreni coesivi (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità).....	32
7.2.3	Cedimenti assoluti e differenziali.....	32
7.3	COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE.....	33
7.4	STIMA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (S.L.E.).....	33
7.4.1	Cedimenti Assoluti.....	33
7.4.2	Cedimenti Differenziali.....	33
7.5	RISULTATI DEL CALCOLO.....	34
7.6	STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI INDOTTE DAL SISMA.....	34
8.	CONCLUSIONI.....	35

1. PREMESSA

Su incarico del Geom. Valerio Spagnoli e per conto della ditta **Caseificio S. Antonio S.r.l.** è stato eseguito uno studio finalizzato alla definizione delle caratteristiche geotecniche dei terreni costituenti il sottosuolo di un lotto di terreno sito a **Montichiari (BS)** in Via Dugali Mattina n°2, Loc. Sant'Antonio distinto ai **mappali 116, 161 e 200** del **Foglio 89** del C.C. di **Montichiari (BS)**, il quale sarà interessato dalla realizzazione di un nuovo ampliamento fabbricato per attività di Caseificio.



Fonte: Geom. Valerio Spagnoli

La presente relazione geologica costituisce uno studio preliminare delle caratteristiche dell'ambiente sottosuolo e idrico, due componenti necessarie alla definizione dello stato dell'ambiente naturale all'interno del quale sarà inserita l'opera in progetto.

I criteri e le procedure adottati per la redazione della presente relazione consentono di definire il modello geologico e geotecnico di sito con un approfondimento adeguato alla fase preliminare di studio ed in conformità ai seguenti dispositivi:

- I. *paragrafi 6.2.1 e 6.2.2 del D.M. 17/01/2018 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";*
- II. *Deliberazione Giunta Regionale 30 novembre 2011 n. IX/2616.*

Lo studio dell'area è stato effettuato attraverso il reperimento e l'analisi delle fonti bibliografiche disponibili e da prove pregresse effettuate nei pressi dell'area di studio, atte ad inquadrare l'area dal punto di vista geologico e geomorfologico.

I dati dei parametri geotecnici sono stati ricavati da dati bibliografici e prove in sito di archivio eseguite dallo scrivente nel territorio comunale di Montichiari. In particolare, sono state considerate:

- n°6 prove penetrometriche dinamiche superpesanti Standard tipo B (**DPSH**);
- n°2 scavi esplorativi in sezione ristretta;
- n°1 indagine geofisica con tecnica **HVSR**.

L'acquisizione dei dati è servita sia per la **definizione lito-stratigrafica** sia per la **parametrizzazione geotecnica dei terreni** che caratterizzano il **volume significativo di sottosuolo** che verrà influenzato dalle opere di fondazione.

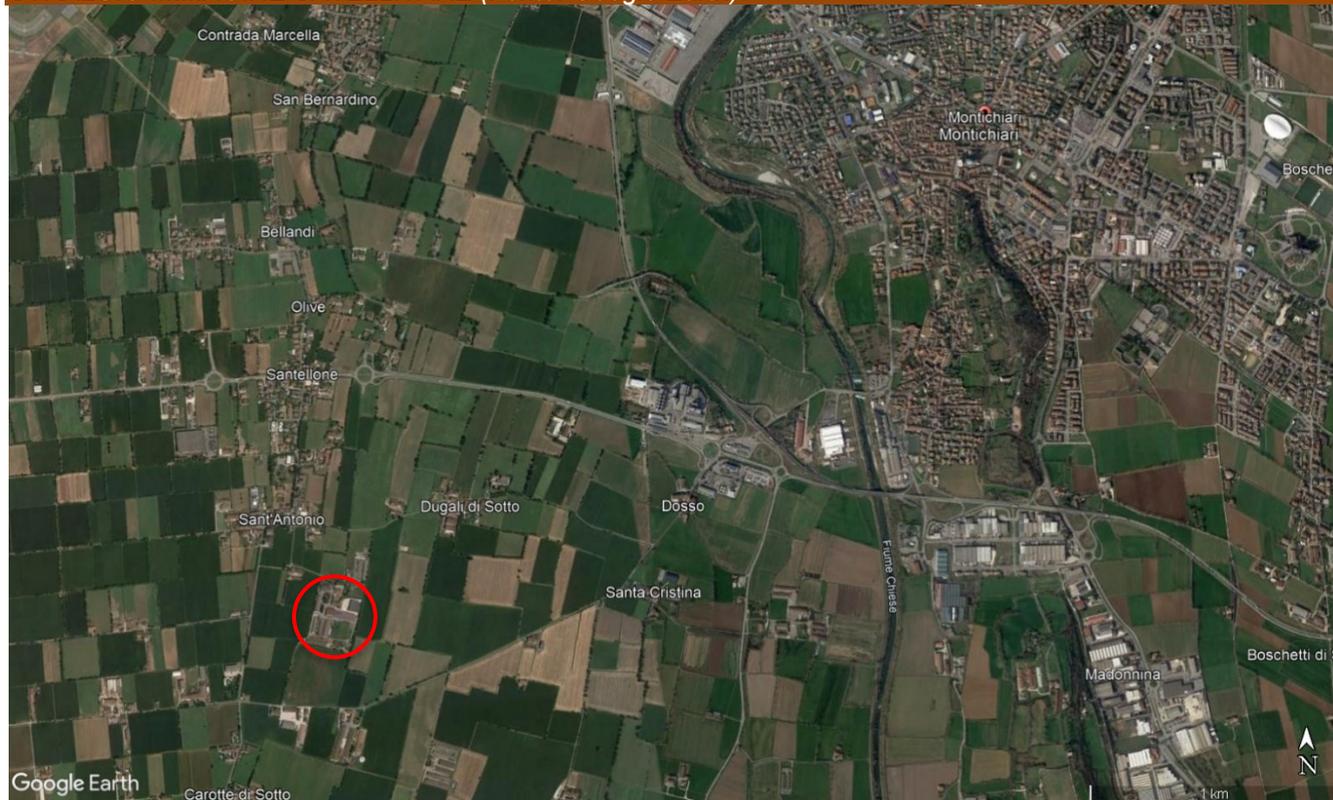
Per le dimensioni e la tipologia della struttura si faccia riferimento alle tavole delle planimetrie, prospetti e sezioni del tecnico progettista.

2. MODELLO GEOLOGICO

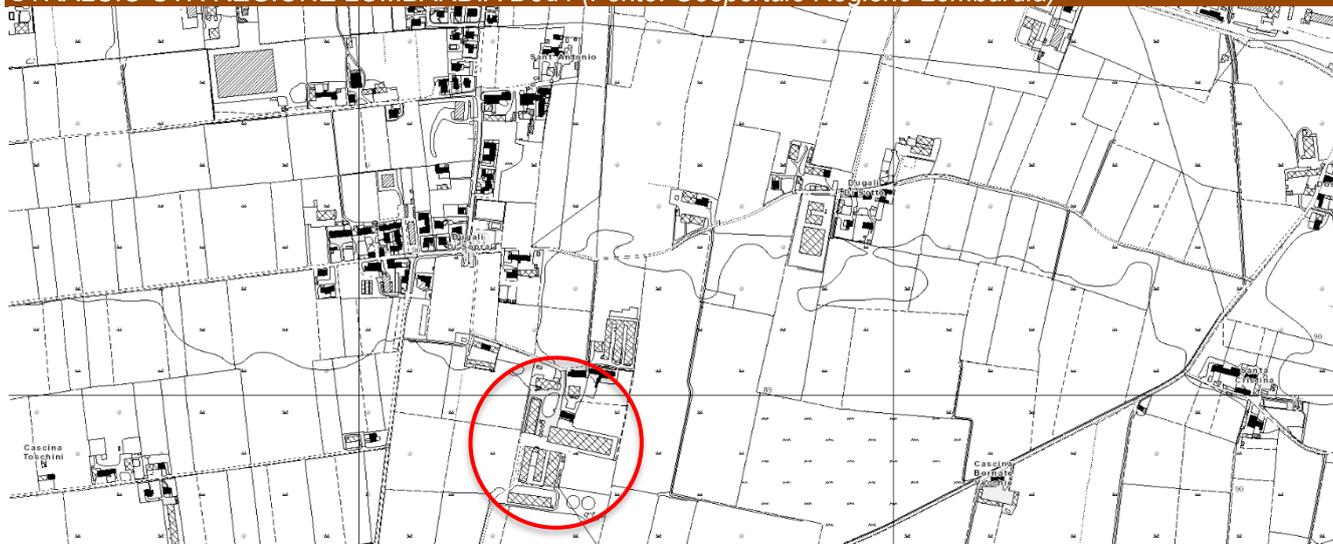
2.1. Inquadramento geografico, geomorfologico, geologico, idrografico ed idrogeologico

L'area oggetto dello studio si colloca a Sud-Ovest del centro abitato di Montichiari, ad una altitudine di circa **89 m s.l.m.** ed insiste sui **mappali 116, 161 e 200** del **Foglio 89** del N.C.T.R. del Comune di Montichiari (BS). L'area è geograficamente rappresentata nella sezione **D6d4** della C.T.R. della Regione Lombardia (C.T.R. R.L.) alla scala 1:10.000.

STRALCIO IMMAGINE SATELLITARE (Fonte: Google Earth)



STRALCIO CTR REGIONE LOMBARDIA D6d4 (Fonte: Geoportale Regione Lombardia)



STRALCIO ESTRATTO MAPPA CATASTALE (Fonte: Geoportale Regione Lombardia)



Il territorio comunale di Montichiari occupa una superficie di circa 81 km² e si colloca nella fascia sud-orientale della provincia, a circa 20 km a Sud - Est di Brescia, in una zona pianeggiante e collinare. L'evoluzione **geologica** della parte di pianura qui in esame è collegata allo sviluppo delle avanfosse alpina e appenninica, un grande bacino che durante il Pliocene e parte del Pleistocene risulta corrispondere ad un golfo occupato da acque marine e caratterizzato da successive ingressioni e regressioni del mare.

Dal Pliocene ad oggi si è verificato pertanto un importante fenomeno di sedimentazione in presenza di una elevata subsidenza. L'area di studio è appunto compresa nel "livello fondamentale della pianura" (LFDP) e comprende depositi di età e facies diverse. Nel corso del Pleistocene medio - superiore il bacino appare in gran parte colmato e divengono attivi i processi geomorfologici legati in particolare al reticolo idrografico. In seguito la storia geologica dell'area in esame è caratterizzata nel Quaternario da ripetuti fenomeni di espansione e successivo ritiro dei ghiacciai. In definitiva si può sintetizzare l'evoluzione plio - quaternaria della pianura padana dividendola in tre fasi:

- Fase del ritiro del mare e della sedimentazione di depositi continentali fluvio - lacustri, deltizi e di pianura costiera (Pliocene superiore - Pleistocene inferiore) su parte della pianura;
- Fase glaciale, comprende diverse fasi di crisi glaciale (pleistocene);
- Fase postglaciale, di sedimentazione alluvionale e di erosione (olocene).

In seno a tale unità possiamo trovare sia i depositi dei terrazzi antichi, medio pleistocenici, sia i sedimenti fluvio-glaciali e fluviali del Pleistocene superiore: quelli più antichi sono caratterizzati da sedimenti ghiaioso - sabbiosi. Il territorio è compreso nel bacino padano il cui sottosuolo è costituito da depositi profondi di origine marina sovrastati da depositi del quaternario continentale. I limiti geomorfologici di quest'area possono essere fissati fra l'area occupata dall'anfiteatro morenico frontale del Garda, situato a Sud dell'omonimo bacino lacustre, e la zona di oltre Po Mantovano. Da Nord a Sud di quest'area si assiste a una successione di unità esclusivamente di ambiente continentale di granulometria decrescente e costituite da depositi glaciali (morene), depositi fluvio-glaciali, fluviali e da alluvioni di età compresa fra il Pleistocene e l'Olocene.

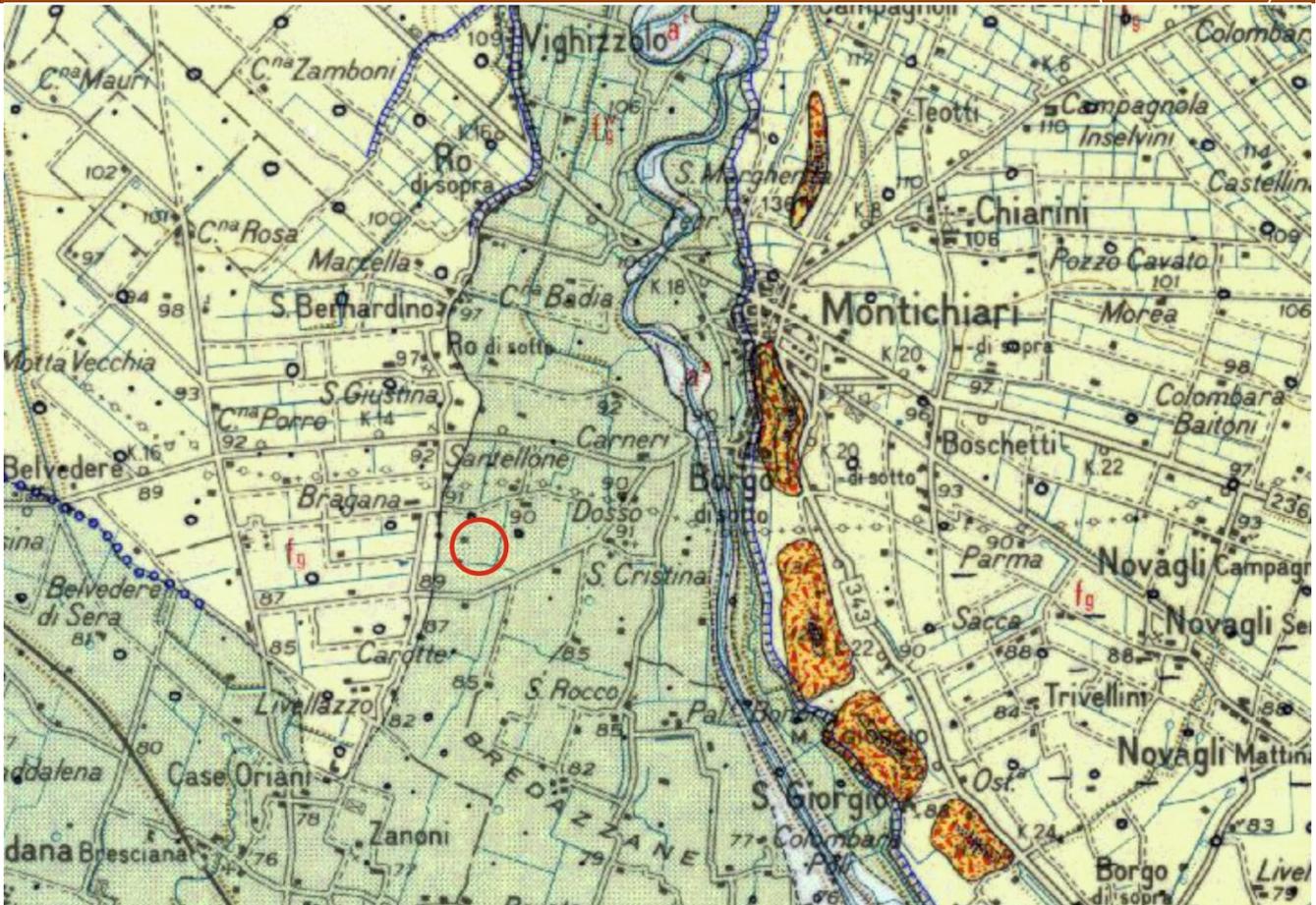
Qui i depositi terrazzati dell'alta pianura, si raccordano a Nord con l'anfiteatro morenico ed a Sud con il livello della media - bassa pianura, quindi da una successione di materiali alluvionali di età Pleistocenica ben gradati da monte a valle che presentano una lieve pendenza (monoclinale), consentendo una graduale perdita di carico alle acque e favorendo una cassazione granulometrica dei depositi.

I depositi più antichi sono costituiti da ghiaie e sabbie e si sviluppano dalla zona pedecollinare fino alla sponda sinistra del F. Po. Sovrapposti a questi, vi sono depositi più recenti costituiti dai depositi Olocenici fluviali dei greti attuali (Alluvium attuale) e terrazzati (Alluvium medio e antico) dei fiumi Mincio,

Oglio e Chiese. Quindi la piana fluvioglaciale mantiene anch'essa la litologia ghiaiosa-argillosa ma si dispone più regolarmente con alternanze regolari di ghiaie sabbiose e argille. A Nord Est dell'area in esame, nel territorio di Castiglione delle Siviere, individuiamo la presenza dell'ultima cerchia dell'anfiteatro Morenico del Garda con andamento Nord - Ovest / Sud - Est.

La piana fluvioglaciale posta a Sud del cordone è anch'essa per la maggior parte di età rissiana; per le aree più depresse i depositi fluvioglaciali risultano più recenti, di età wurmiana, ovvero occupano un'area erosa in epoca wurmiana e reincipa dagli scaricatori fluvioglaciali evidenziando gli assi di drenaggio della circolazione idrica sia superficiale che sotterranea.

STRALCIO ESTRATTO CARTA GEOLOGICA D'ITALIA 1:100.000 – FOGLIO 47 “BRESCIA” (Fonte: ISPRA)



- a¹ Alluvioni sabbioso ghiaiose, terrazzate, post glaciali antiche. Localmente possono esservi comprese anche alluvioni corrispondenti alle fasi glaciali tardo wurmiane, oppure alluvioni più recenti. **OLOCENE**
- fg^w Alluvioni fluvio glaciali e fluviali prevalentemente sabbiose e limose, con strato di alterazione brunastro, di spessore limitato. Costituiscono la media pianura a valle della zona delle risorgive (WURM) **PLEISTOCENE**
- fg Alluvioni fluvio glaciali e fluviali, da molto grossolane a ghiaiose, con strato di alterazione superficiale argilloso, di ridotto spessore, localmente ricoperte da limi recenti in lembi non cartografabili separatamente. Costituiscono l'alta pianura a monte della zona delle risorgive e si raccordano con le cerchie moreniche più alte degli anfiteatri sebino e benacense. **PLEISTOCENE**
- m^m Morene profondamente alterate in argille rosso brune per uno spessore di 1 - 4 m, con scarsi ciottoli a silicati alteratissimi e silicei pressoché inalterati (tipico ferretto). (MINDEL) **PLEISTOCENE**

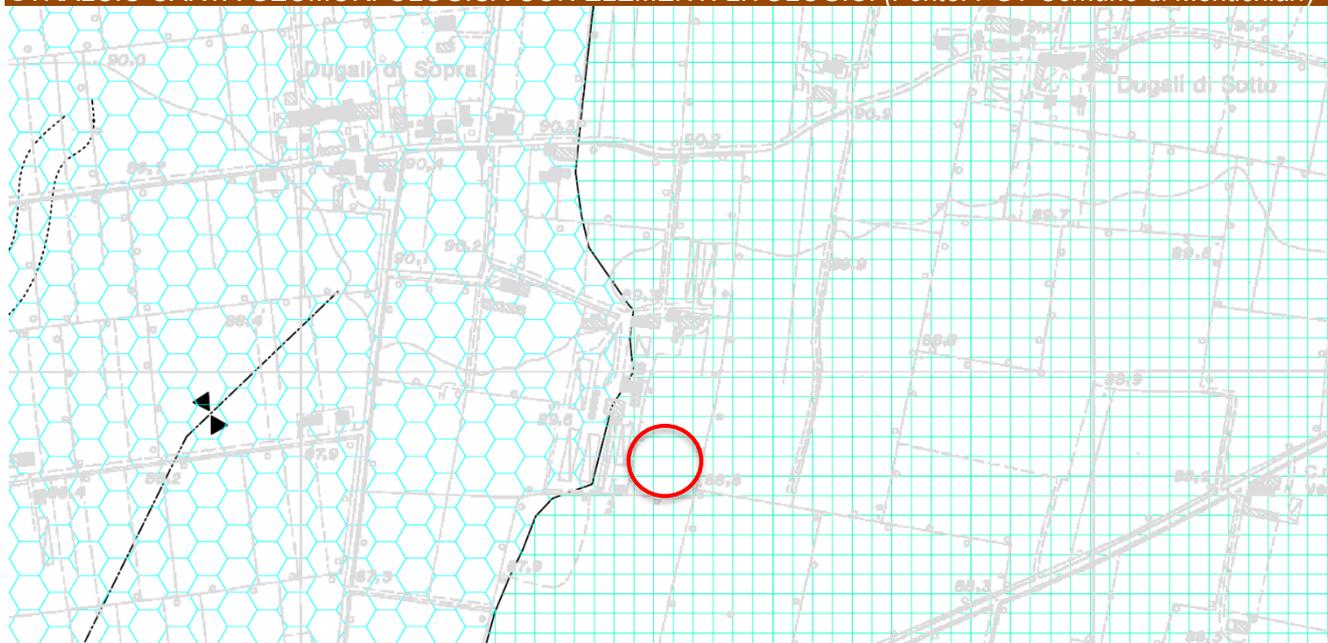
Area oggetto di studio

Bordo di terrazzo

Le litologie che costituiscono il sottosuolo dell'area investigata sono di natura prevalentemente ghiaiosa con strato di alterazione superficiale argilloso talora ghiaioso che copre le sottostanti ghiaie bianche ed inalterate che rappresentano i prodotti litologici delle fasce di raccordo delle cerchie moreniche più esterne dell'anfiteatro del Garda, ascrivibili alle **alluvioni fluvio-glaciali e fluviali** cartografate con **fg** nel Foglio 47 "Brescia" della Carta Geologica d'Italia 1:100.000 sopra riportata.

Dal punto di vista **geomorfologico** il territorio è caratterizzato da alcuni lineamenti chiaramente riferibili alle passate glaciazioni, le quali hanno lasciato un'impronta indelebile del loro passaggio. L'alternarsi di fasi glaciali ed interglaciali, l'erosione e il trasporto di materiale, in seguito rimaneggiato dagli scaricatori fluvio-glaciali e rideposto, costituiscono le componenti fondamentali dei processi che hanno contribuito al modellamento della superficie topografica attuale. Le forme generate dai processi esogeni di origine non antropica che sono visibili allo stato attuale sono pressoché inattive e talora relitte in quanto generate in seguito a portate fluviali molto superiori alle attuali e originate dallo scioglimento dei ghiacciai di età wurmiana.

STRALCIO CARTA GEOMORFOLOGICA CON ELEMENTI LITOLOGICI (Fonte: PGT Comune di Montichiari)



FORME FLUVIALI	PIANO GENERALE TERRAZZATO. (PGT)		Aree appartenenti al livello fondamentale della pianura, pianeggianti, degradanti verso Sud e leggermente ondulati. Sono riconoscibili anche linee di deflusso superficiale e lineamenti longitudinali. Su di esso sono impostate la maggior parte delle attività estrattive.	Depositi fluvio/glaciali, ghiaioso - sabbiosi, con sensibile presenza di Ilmo, debolmente classati, tipicamente con stratificazione ad "alto angolo".
	PIANO DI RO.		Aree ribassate rispetto al livello fondamentale della pianura con sviluppo longitudinale, pianeggianti e degradanti verso Sud.	
	PIANO DI DUGALI DI SOTTO.		Aree ulteriormente ribassate pianeggianti degradanti verso Sud e debolmente ondulata in senso longitudinale. Si riconoscono scarpate discontinue ad andamento concavo.	
			Aree di raccordo tra il piano terrazzato e la ulteriormente ribassata piana alluvionale attuale. Sono caratterizzate da una sensibile inclinazione verso l'attuale alveo fluviale.	

Dall'esame della Carta Geomorfologica del PGT comunale vigente si evince che l'area di studio ricade entro l'unità geomorfologica del Piano di Dugali di Sotto, che individua le aree ulteriormente ribassate pianeggianti degradanti verso Sud e debolmente ondulate in senso longitudinale, in cui si riconoscono scarpate discontinue ad andamento concavo.

Dal punto di vista **idrologico**, le acque superficiali hanno come recapito direttamente o indirettamente il F. Po. Il bacino del **F. Chiese**, il quale rappresenta il corso d'acqua principale della rete idrografica presente nel territorio comunale di Montichiari, si sviluppa come un bacino idrologico piuttosto complesso realizzatosi in relazione alle condizioni geologico - morfologiche sopra descritte, alla natura litologica delle formazioni e delle unità presenti ed evidenzia un'area di deflusso delle acque superficiali talora incerta per la presenza di molti corsi d'acqua minori, naturali od artificiali. Infatti, una fitta rete di rogge e fossati incide la campagna nei dintorni di Montichiari. Il funzionamento del complesso sistema idraulico è regolato da manufatti, affidati alla gestione dei Consorzi di Bonifica.

Gli afflussi del F. Chiese hanno due massimi, uno in maggio e l'altro in novembre e due minimi di deflusso, in febbraio ed in settembre, a differenza del F. Oglio e del F. Mincio, che hanno soltanto una piena in giugno ed un minimo in febbraio. A determinare questa situazione contribuisce, oltre a fattori naturali, la presenza dei laghi prealpini, che moderano le piene, subendo una regolazione per lo sfruttamento irriguo. Il F. Chiese scorre nella porzione occidentale rispetto al centro abitato di Montichiari, a poco più di due chilometri dal sito oggetto dello studio: dopo aver corso nella zona a monte entro argini artificiali piuttosto ristretti e dopo essersi disposto in un ampio letto di circa 200 m di larghezza nel quale può divagare, rientra in argini artificiali ben delimitati spostando il suo corso in direzione Sud / Sud - Ovest. Attualmente è caratterizzato da una fase deposizionale modesta. Argini laterali artificiali ne impediscono fenomeni di esondazione altrimenti possibili in fasi di piena. Questo è testimoniato dall'ampia estensione delle alluvioni medio-recenti (intese in termini geologici) del Fiume, in particolare in destra orografica. Il Fiume ha un comportamento quasi torrentizio con fasi di piena e di magra cicliche e stagionali anche per effetto di opere di presa poste a monte. Il F. Chiese non è mai, se non in fasi di siccità, in secca completa.

Ricordiamo che in epoca passata la presenza delle risorgive e dei fontanili era un elemento caratterizzante di tutta la campagna, in particolare in corrispondenza del limite geologico fra le alluvioni pre-wurmiane ed il fluvioglaciale del Würm, più recente. Oggi sono ancora presenti alcune risorgive, in particolare in corrispondenza dell'incisione fluviale o di alcuni fontanili, ma il loro apporto è più modesto e quantitativamente meno importante a seguito dell'abbassamento della falda freatica e della sua contaminazione od inquinamento.

Si osserva anche un notevole sviluppo dei depositi e la presenza di lanche; gli accumuli superficiali in alveo, come le isole, le barre e le lanche stesse, anche se soggette alla parziale erosione e trasporto stagionale, indicano sempre le zone preferenziali di accumulo.

Oltrepassato il ponte di Mezzane di Calvisano, una strozzatura dell'alveo dà inizio ad un tratto rettilineo, canaliforme senza depositi ragguardevoli e ben limitato da una buona arginatura. In merito ad eventuali rischi di esondazione osserviamo che a valle del ponte di Mezzane di Calvisano il Fiume Chiese risulta ben regimato con un alveo definito costituito da sponde ben profilate di altezza sufficiente per lo smaltimento di un'eventuale ondata di piena, mentre nella zona posta a monte il fiume presenta un andamento meandriforme con numerose isole e zone di deposito, che se non vengono mantenute dagli enti preposti, rischiano col tempo di elevare il livello di fondo con la conseguente diminuzione della capacità di portata del fiume.

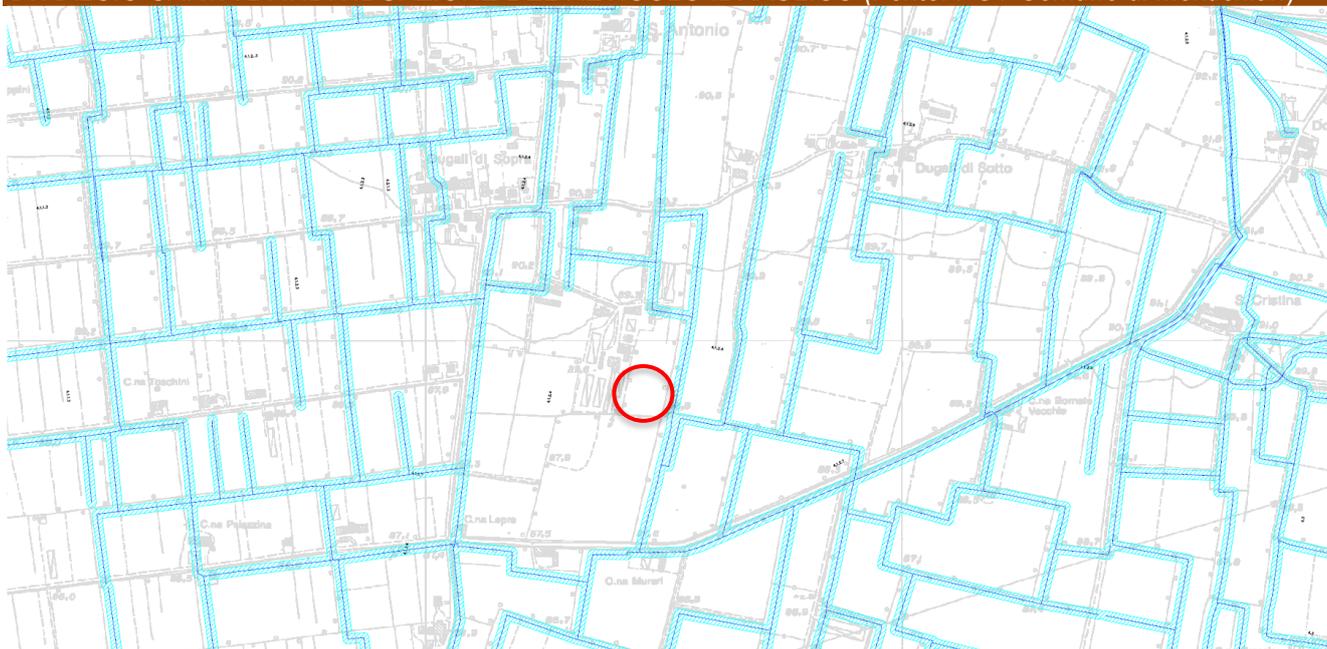
Attualmente durante periodi di pioggia cospicua e prolungata si notano in coincidenza con l'elevarsi del livello del fiume alcune zone poste immediatamente a monte del ponte di Mezzane, sia in destra che in sinistra orografica, in cui dagli argini filtra una discreta quantità di acqua che invade le vicine campagne site nelle aree golenali.

L'idrografia superficiale è costituita da una rete di canali e rogge consortili per la distribuzione delle acque irrigue la maggior parte dei quali sono costituiti da canalette in cls. Dei corpi idrici superficiali presenti nell'area in esame si menziona in particolare il canale Arnò, il quale rappresenta un importante vaso irriguo che si protrae per diversi chilometri attraversando il centro storico fino a raggiungere le aree poste all'estremo sud del territorio comunale. In particolare, proprio nel centro abitato di

Castiglione delle Stiviere si biforca procedendo in due direzioni distinte. In un caso procede verso Sud, scorrendo al centro dell'area depressa fra la strada provinciale n°10 in direzione Medole e la Strada del Lazzaretto defluendo nel vaso Gozzolina prima che questo ultimo devii bruscamente a Sud verso il centro abitato della Gozzolina. L'altra direzione che esso assume è Sud / Sud-Est verso il paese di Grole. Poco prima della biforcazione di cui sopra, le acque del Vaso Reale affluiscono in quelle del canale Arnò. Inoltre, è da segnalare la presenza del Fontanone Nuovo che scorre nel territorio comunale di Montichiari (BS) a poche centinaia di metri ad Ovest dal sito d'indagine.

Dall'esame della Carta di Individuazione del reticolo idraulico del comune di Montichiari si evince che l'area di studio non è attraversata da corsi d'acqua; tuttavia, immediatamente ad Est, scorre una delle ramificazioni del Vaso S. Giovanna – 4° Comizio. Si precisa che l'intervento di ampliamento non interesserà la fascia di rispetto del suddetto corso d'acqua.

STRALCIO CARTA DI INDIVIDUAZIONE DEL RETICOLO IDRAULICO (Fonte: PGT Comune di Montichiari)



FASCIA	FASCIA DI RISPETTO	CORPO D'ACQUA	AMPIEZZA SEZIONE APERTA
	Alto grado di tutela del reticolo principale "A"	Chiese	10 m dalla sponda stabile
	Alto grado di tutela del reticolo principale "A"	Garza	10 m dalla sponda stabile
	Alto grado di tutela del reticolo minore "B"	Tutti	4 m dalla sponda stabile
	Competenza consortile del reticolo minore "D"	Tutti	10 m massima dalla sponda stabile

Da punto di vista **idrogeologico**, il territorio di pertinenza di questo studio appartiene al grande bacino padano, in cui lo spessore dell'acquifero per l'area qui considerata è mediamente di 300 ÷ 400 m. Non viene fatta una distinzione tra depositi marini e continentali, ma viene assunta come riferimento l'interfaccia fra acque dolci e salate. I depositi sedimentari, formati da ghiaie, sabbie, limi e argille, caratterizzati da transizioni verticali e orizzontali, danno luogo a falde libere, artesiane e semiartesiane. Tale acquifero viene considerato a scala regionale come un sistema monofalda compartimentato nei primi 120 metri e nel suo insieme, fino al limite dei depositi con acque ad alto contenuto salino, come un acquifero multifalda. L'acquifero presenta variazioni del carico idraulico, per cui si possono avere differenze nel livello statico anche di qualche metro fra falda libera superficiale o semiconfinata e falde

profonde confinate. Come si può notare anche dalle sezioni idrogeologiche presenti in bibliografia, vi sono potenti strati di materiali ghiaioso sabbiosi alternati a sedimenti fini ed impermeabili. È in queste ghiaie e sabbie che hanno sede gli acquiferi, che, dal fronte dell'anfiteatro morenico si estendono con continuità fino al F. Po dando vita a quella che è l'area più ricca di acqua del Paese.

Il settore meridionale del territorio bresciano è appunto compreso nel bacino padano il cui sottosuolo è costituito da depositi profondi di origine marina sovrastati da depositi del quaternario continentale, per cui il sistema acquifero della bassa bresciana rappresenta solo una piccola porzione del più ampio sistema acquifero padano del quale mantiene però i caratteri salienti. In particolare, l'acquifero presente nel territorio comunale di Montichiari si può ritenere appartenere a due unità idrogeologiche regionali distinte in unità "Chiese-Oglio" e "Unità pedecollinare".

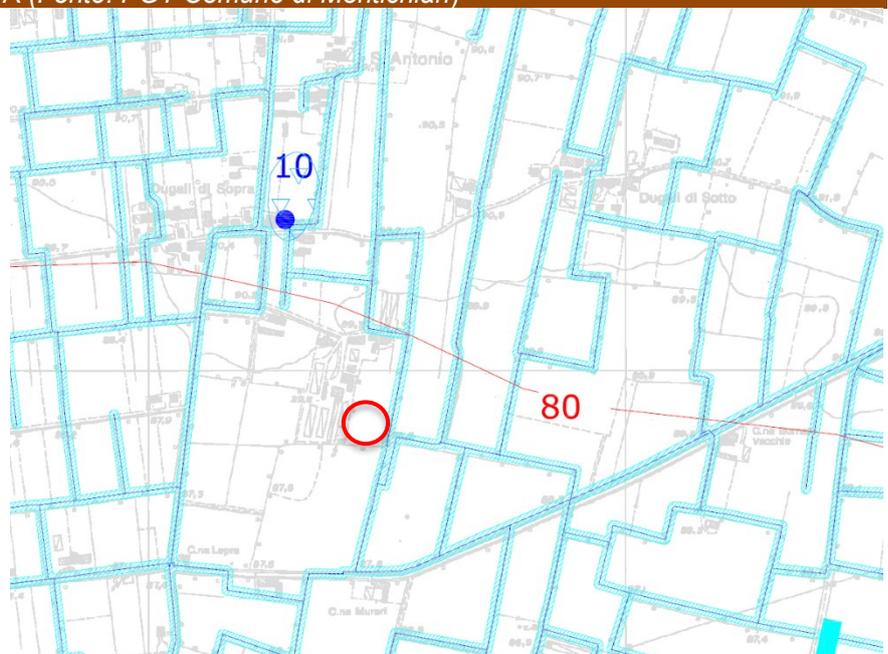
Nella prima unità i gradienti idraulici della falda superficiale sono dell'ordine del 2 per mille ed in questo tratto il F. Chiese drena l'acquifero ed il deflusso della falda è prevalentemente Nord – Sud. Gli acquiferi più profondi presentano gradienti idraulici variabili da 0,60 a 1,20 per mille mentre la direzione di deflusso coincide con quella della falda superficiale.

L'Unità pedecollinare occupa la fascia pedecollinare già costituita in superficie da depositi molto permeabili. Il suo confine meridionale coincide in molti settori con la fascia di emergenza dei fontanili. Essa costituisce la tipica area di ricarica dell'acquifero indifferenziato e degli acquiferi presenti fino alla sponda sinistra del F. Po. L'alimentazione è dovuta ad apporti meteorici, dispersioni da subalveo da parte della rete idrica superficiale e in larga parte alle irrigazioni nel semestre aprile settembre. L'acquifero è alimentato anche dal F. Chiese, mentre è drenato dal F. Mincio in territorio mantovano. La direzione di flusso è anch'essa Nord – Sud e NNW – SSE.

Nel sito oggetto di intervento, secondo quanto riportato sul vigente PGT, la quota della **falda** è pari a circa 79-80 m s.l.m., perciò la soggiacenza si attesta a circa **9-10 m** di profondità dal p.c.; la direzione del flusso delle acque sotterranee è orientata circa N-S e il gradiente idraulico locale è pari a circa 0,3‰. Infine, si segnala che i terreni costituenti il primo sottosuolo dell'area di studio sono caratterizzati da una permeabilità elevata e da una vulnerabilità media.

STRALCIO CARTA IDROGEOLOGICA (Fonte: PGT Comune di Montichiari)

IDROLOGIA



3. INQUADRAMENTO URBANISTICO DELL'AREA

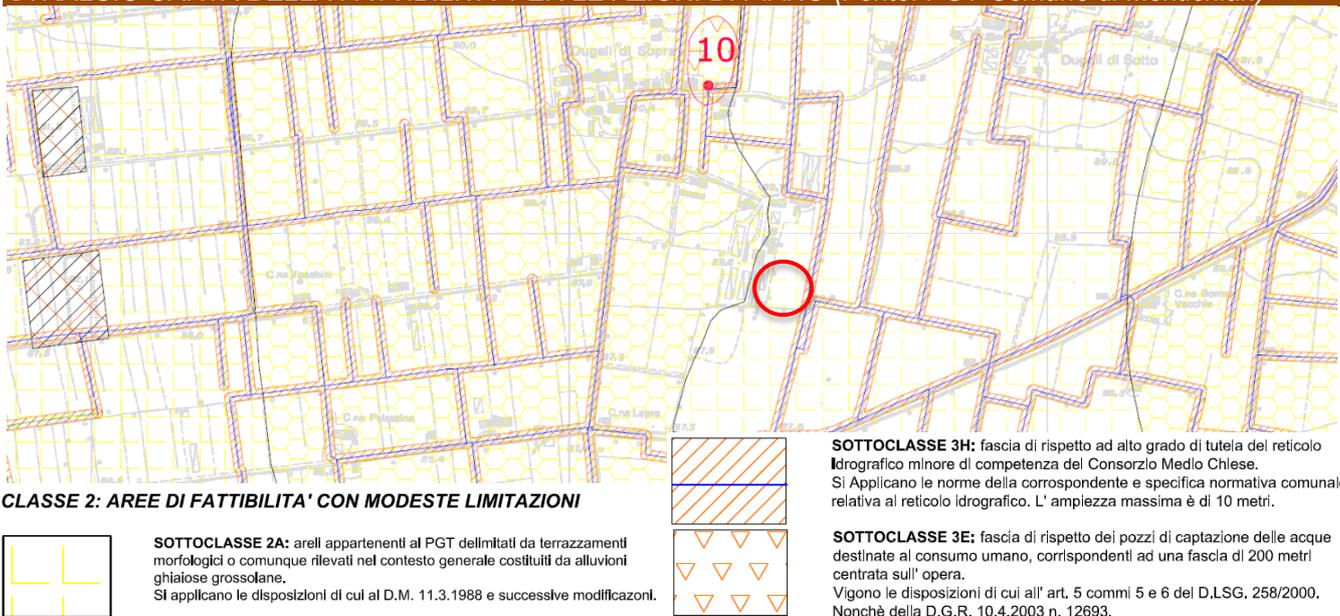
La fase di progettazione preliminare e di valutazione della fattibilità dell'intervento ha previsto l'analisi delle limitazioni d'uso del territorio (vincoli) in particolare modo quelli descritti e presenti nella relazione geologica a corredo del vigente **PGT** comunale e quelli relativi alla normativa sovraordinata (PTCP, Ambientale, Regionale e di Bacino).

Dalla visione della **Carta di Fattibilità Geologica** per le azioni di piano si evince che il sito in esame ricade nella classe di **Fattibilità con modeste limitazioni – Classe 2**; nello specifico, il sito ricade entro la sottoclasse **2a “areali appartenenti al PGT delimitati da terrazzamenti morfologici o comunque rilevati nel contesto generale costituiti da alluvioni ghiaiose grossolane”**.

La sottoclasse 2a è rappresentata dalle alluvioni ghiaiose grossolane, con buone caratteristiche meccaniche, facenti parte del Piano Generale Terrazzato principalmente nel settore occidentale del territorio comunale e delimitate dalle scarpate di terrazzo o comunque aree rilevate nel contesto generale. L'attuale uso del suolo è sia agricolo sia urbanizzato e, nell'ampio settore occidentale, si riscontrano anche le attività estrattive, i cui territori sono delimitati dagli ATE.

Si segnala che, immediatamente ad est dell'area di studio, ma esternamente, è presente la fascia di rispetto ad alto grado di tutela del reticolo idrografico minore del Consorzio Medio Chiese. Tale fascia appartiene alla classe di fattibilità 3 – Fattibilità con consistenti limitazioni (sottoclasse 3H)

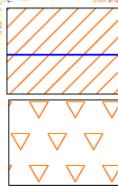
STRALCIO CARTA DELLA FATTIBILITA' PER LE AZIONI DI PIANO (Fonte: PGT Comune di Montichiari)



CLASSE 2: AREE DI FATTIBILITA' CON MODESTE LIMITAZIONI



SOTTOCLASSE 2A: areali appartenenti al PGT delimitati da terrazzamenti morfologici o comunque rilevati nel contesto generale costituiti da alluvioni ghiaiose grossolane. Si applicano le disposizioni di cui al D.M. 11.3.1988 e successive modificazioni.



SOTTOCLASSE 3H: fascia di rispetto ad alto grado di tutela del reticolo idrografico minore del Consorzio Medio Chiese. Si applicano le norme della corrispondente e specifica normativa comunale relativa al reticolo idrografico. L'ampiezza massima è di 10 metri.

SOTTOCLASSE 3E: fascia di rispetto dei pozzi di captazione delle acque destinate al consumo umano, corrispondenti ad una fascia di 200 metri centrata sull'opera. Vigono le disposizioni di cui all' art. 5 commi 5 e 6 del D.LSG. 258/2000. Nonchè della D.G.R. 10.4.2003 n. 12693.

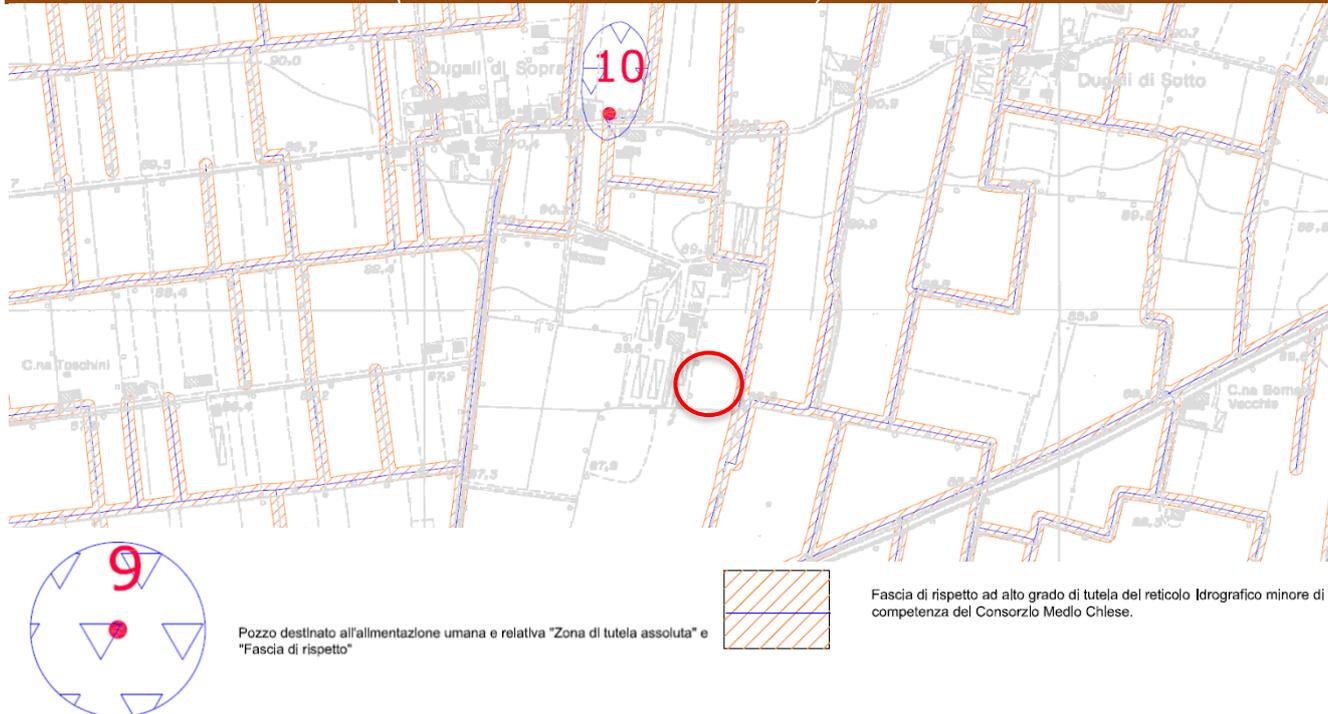
Dalla visione della **Carta di Sintesi** si evince che il sito oggetto di intervento ricade esternamente alle aree che presentano elementi di “pericolosità” territoriale e alle aree che presentano specifiche classi di rischio o presunto rischio.

Si ricorda che la Carta di Sintesi si propone di individuare e perimetrare sul territorio comunale tutte quelle aree soggette a vulnerabilità idraulica o idrogeologica, considerando anche i possibili **vincoli** ad esse connessi.

Pertanto, sempre dalla consultazione della **Carta di Sintesi**, emerge che il sito di progetto ricade esternamente alle aree sottoposte a vincoli.

Tuttavia, si sottolinea la presenza di un corso d'acqua appartenente al reticolo idrico minore (di competenza del Consorzio Medio Chiese), che scorre nei pressi del confine est dell'area di studio; in fase di progetto sarà quindi necessario tenere conto della fascia di rispetto ad alto grado di tutela, la quale possiede un'ampiezza massima di 10 m.

STRALCIO CARTA DI SINTESI (Fonte: PGT Comune di Montichiari)



Dalla visione **Carta di Pericolosità Sismica Locale** si evince che l'area di studio ricade nello scenario di pericolosità sismica locale **Z4a (Zona di fondovalle con presenza di depositi fluvioglaciali)**.

Dalla presa visione dello studio della componente sismica del PGT, la procedura semi quantitativa di 2° livello evidenzia che per tutti gli scenari identificati nel territorio di Montichiari la **possibile amplificazione sismica risulta inferiore ai valori di soglia** forniti comunali.

STRALCIO CARTA DI PSL (Fonte: PGT Comune Montichiari)



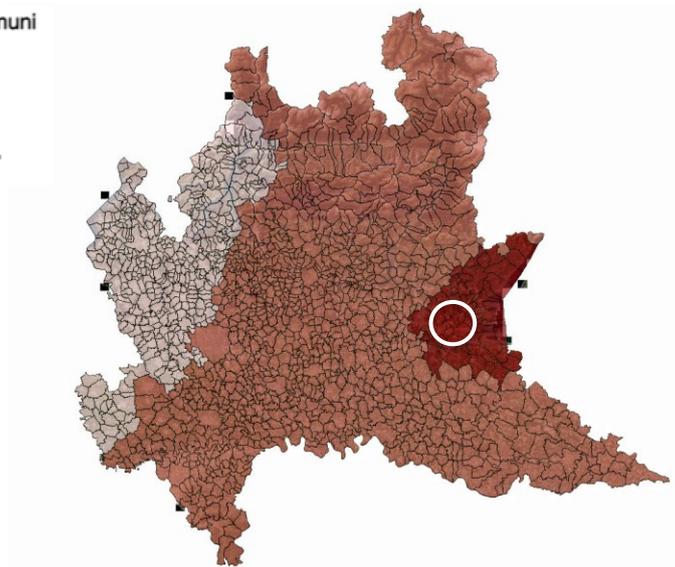
Dalla presa visione della classificazione sismica dei comuni fatta in base alla D.G.R. 11 luglio 2014 – n. X/2129 si evince che il comune di Montichiari appartiene alla **Zona 2 – Media sismicità**.

STRALCIO MAPPA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE (fonte: Geoportale Regione Lombardia)

Classificazione sismica dei Comuni

Zone sismiche

- Zona 2 - Media sismicità
- Zona 3 - Bassa sismicità
- Zona 4 - Bassissima sismicità



Infine, per quanto concerne la **Direttiva Alluvioni 2007/60/CE - Revisione 2020**, dal Geoportale della Regione Lombardia si evince che l'area oggetto di studio **non** ricade in aree a rischio.

4. SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO

4.1 PREMESSA

Per valutare se un'opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli stati limite, che possono verificarsi durante un determinato periodo di riferimento della stessa opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire:

- in primo luogo la *vita nominale* dell'opera, che congiuntamente alla **classe d'uso**, permette di determinare il **periodo di riferimento**;
- una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, dopo aver definito le relative *probabilità di superamento* è possibile stabilire il **periodo di ritorno** associato a ciascun stato limite;
- a questo punto è possibile definire la **pericolosità sismica di base** per il sito interessato alla realizzazione dell'opera.

4.2 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Nel **DM 17 gennaio 2018**-Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.1)$$

dove:

V_R = periodo di riferimento

V_N = vita nominale

C_U = coefficiente d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale V_N , secondo le NTC 2018, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella tabella sottostante.

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

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le NTC 2018 prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. $C_U = 0.7$;

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. $C_U = 1.0$;

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. $C_U = 1.5$;

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. $C_U = 2.0$;

4.3 STATI LIMITE, PROBABILITA' DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO

Le NTC 2018 prendono in considerazione 4 possibili *stati limite* (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono *stati limite di esercizio* (SLE) e due sono *stati limite ultimi* (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata. Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU).

Gli stati limite di esercizio sono:

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

Gli stati limite ultimi sono:

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

Ad ogni stato limite è associata una *probabilità di superamento* P_{VR} , ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento V_R , si verifichi almeno un evento sismico ($n \geq 1$) di a_g prefissata (a_g = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza $\lambda = 1/T_R$ (T_R = periodo di ritorno).

Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento V_R

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$P_{VR} = 81\%$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$P_{VR} = 63\%$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$P_{VR} = 10\%$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$P_{VR} = 5\%$

Fissati V_R e P_{VR} associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (3.1)$$

4.4 PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC 2018, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima (a_g) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale.

Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC 2018 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica".

La tabella contenuta nell'Allegato B delle NTC08, fornisce i 3 parametri di pericolosità sismica, per diversi periodi di ritorno e per ogni nodo del reticolo che viene identificato da un ID e dalle coordinate geografiche: in cui è suddiviso il territorio nazionale è stato suddiviso in 10751 punti di un reticolo di riferimento.

a_g = accelerazione orizzontale massima;

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.

4.5 PERICOLOSITA' SISMICA DI SITO

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A).

4.6 COEFFICIENTI SISMICI

I coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v dipendono del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno (T_R) dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} \quad (5.1)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e P_{VR} probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R non può essere inferiore a 35 anni.

4.6.1 COEFFICIENTI SISMICI FONDAZIONI E STABILITA' DEI PENDII

Nel caso delle fondazioni e della stabilità dei pendii i coefficienti k_h e k_v sono così determinati:

$$k_h = \beta_s \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (5.2)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (5.3) \text{ Con}$$

β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'**accelerazione massima attesa al sito** di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.4)$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica) ($0.90 \leq S_S \leq 1.80$) è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E) e del rapporto a_g/g .

Categoria sottosuolo	S _S
A	1,00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 F_0 a_{bedrock} \leq 1.20$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_0 a_{bedrock} \leq 1.50$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_0 a_{bedrock} \leq 1.80$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_0 a_{bedrock} \leq 1.60$

S_T (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche:

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	S _T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,00
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,40

4.7 CLASSIFICAZIONE DEL SOTTOSUOLO

La **classificazione del sottosuolo** si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della **velocità equivalente** di propagazione delle onde di taglio, **V_{s,eq}** (in m/s), definita dall'espressione:

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

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

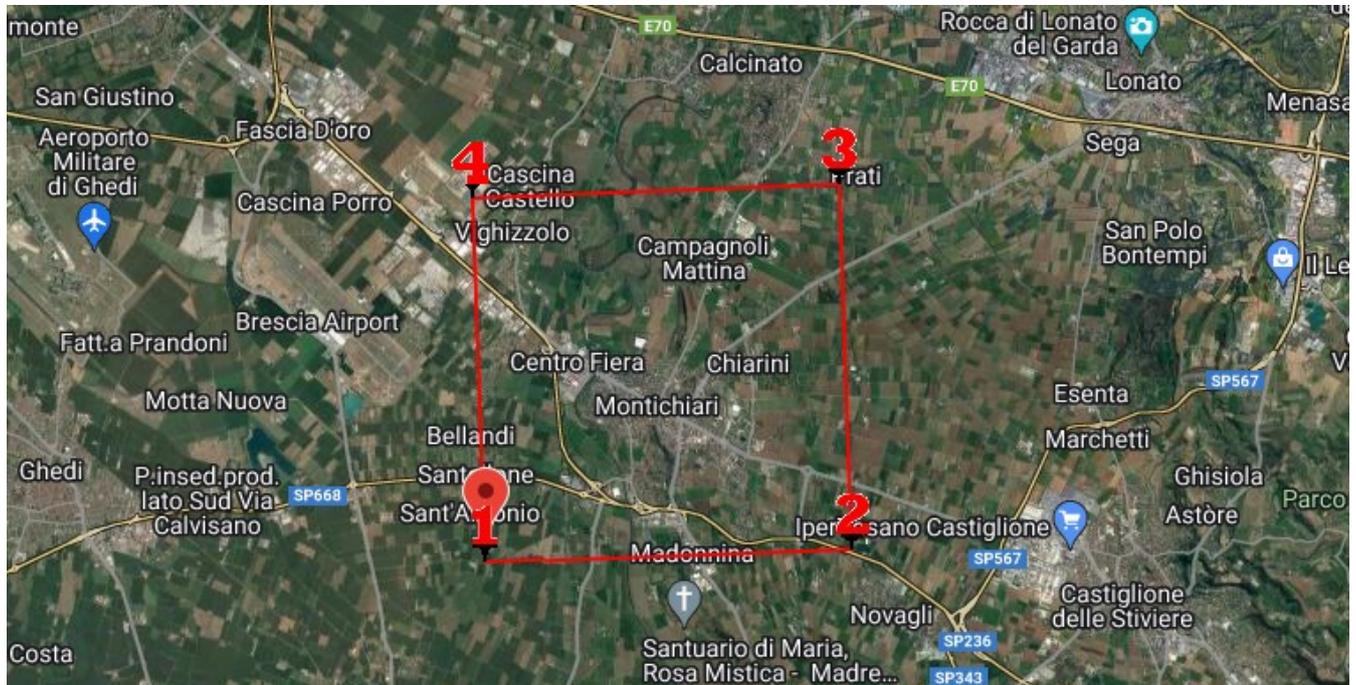
Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio **V_{s,eq}** è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Sulla base del valore calcolato di $V_{s,30}$ vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico.

Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente (viene indicata in rosso quella riferita al terreno in esame):

Categoria	Descrizione	spessore m	V _{s,eq} (m/s)	
			da	a
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.	Qualsiasi	Qualsiasi	≥ 800
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente, compresi fra 360 m/s e 800 m/s.	> 30 m	360	800
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati oppure di terreni a grana fina mediamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori delle velocità equivalenti compresi fra 180 e 360 m/s.	> 30 m	180	360
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori delle velocità equivalenti compresi fra 100 e 180 m/s.	> 30 m	100	180
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.	Fino a 30 m	D	C

4.8 Determinazione del sisma di progetto

La determinazione del sisma di progetto è stata effettuata sulla base della procedura descritta nel D.M. 17.01.2018 (appendice B).

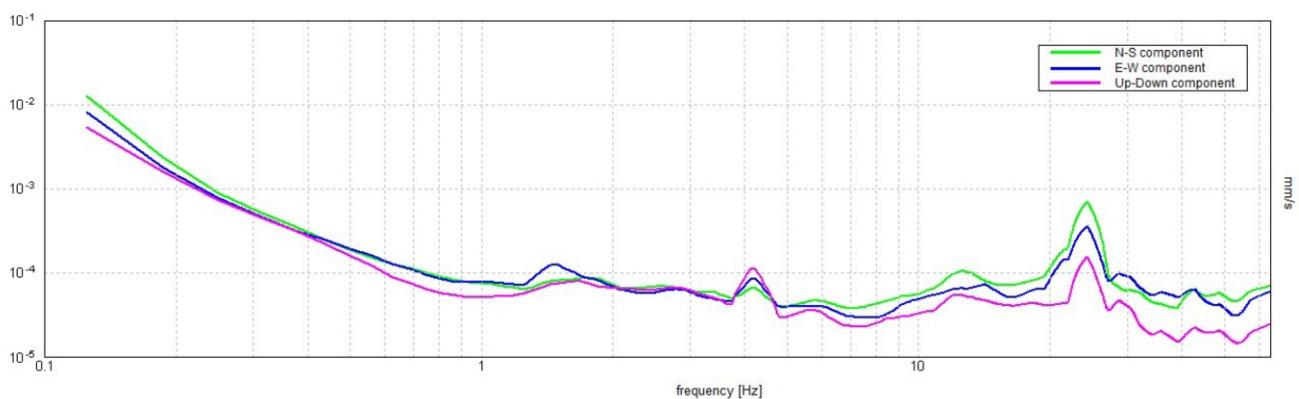


PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE PUNTO DI INDAGINE	
Latitudine (WGS84):	45.396102 [°]
Longitudine (WGS84) :	10.359753 [°]
Classe d'uso:	II. : Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti
Coefficiente cu:	1
Vita nominale:	30 [anni]
Periodo di riferimento:	50 [anni]
Tipo di interpolazione:	Media ponderata
Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito	
Sito 1	12721
Sito 2	12722
Sito 3	12500
Sito 4	12499
Parametri sismici punto di indagine - Salvaguardia della vita (SLV)	
Probabilità di superamento:	10%
Tr:	475 [anni]
ag:	0,149 [g]
Fo:	2,478
Tc*:	0,265 [s]

PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO	
Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1 : Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°
Coefficienti sismici stabilità pendii e fondazioni - Salvaguardia della vita (SLV)	
Ss:	1,200
Cc:	1,440
St:	1,000
Kh:	0,043
Kv:	0,021
Amax:	0,1752 [g]
Beta:	0,240

I valori delle V_{seq} stimati dall'indagine geofisica con metodologia **HVSR** hanno fornito un valore di circa **406 m/s** rispetto al piano di campagna, valore che pone il sito nella **categoria di sottosuolo B** secondo il D.M. 17.01.2018. Successivamente è stata eseguita la verifica di **secondo livello**, quindi dalla consultazione della banca dati soglie_lomb.xls i valori di soglia validi per il Comune di **Montichiari (BS)** per i suoli di categoria B sono per l'intervallo di periodo tra 0.1-0.5 s di **1.5** e per l'intervallo tra 0.5-1.5 s di **1.7**. Il confronto tra i valori di Fa ottenuti dalla valutazione di 2° livello, applicando la **litologia di tipo sabbioso**, e i valori di soglia ha evidenziato che per il sito oggetto di studio l'amplificazione sismica risulta **inferiore ai valori di soglia sia per l'intervallo 0.1-0.5 s sia per l'intervallo 0.5-1.5**; di conseguenza, vista la tipologia costruttiva della nuova opera, viene confermata la **categoria di sottosuolo B**.

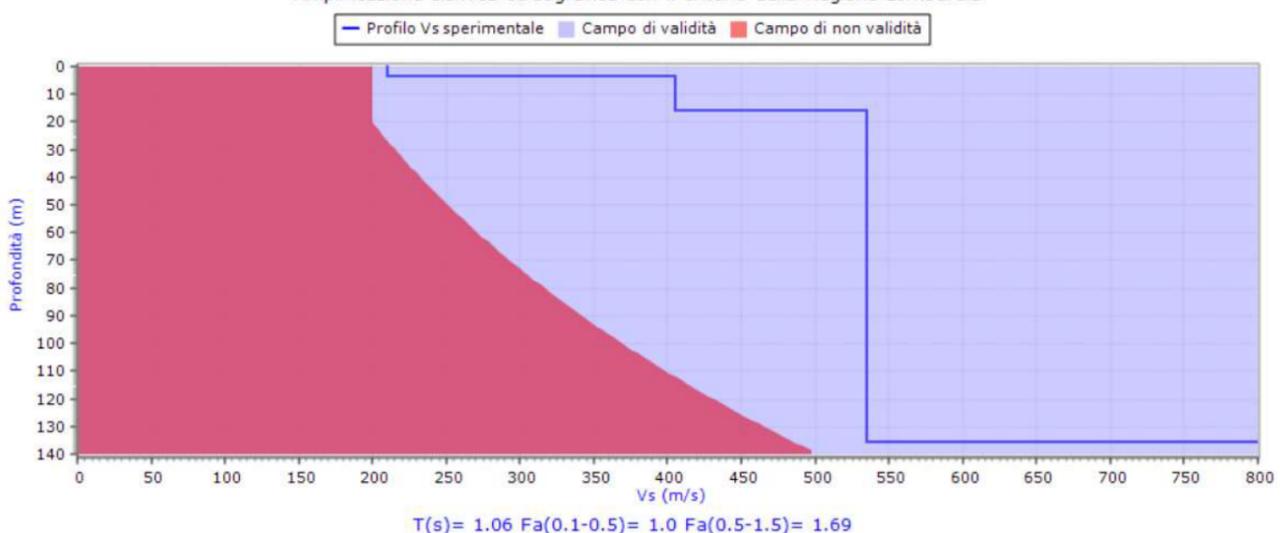
SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



ANALISI DI II LIVELLO

- Fa (nell'intervallo 0.1-0.5 s) = **1.00** < **1.5 + 0.1** (soglia comunale)
- Fa (nell'intervallo 0.5-1.5 s) = **1.69** < **1.7 + 0.1** (soglia comunale)

Amplificazione sismica stratigrafica con il criterio della Regione Lombardia



Fa (nell'intervallo 0.1-0.5 s) = **1.00** < **1.5±0.1** (soglia comunale) CAT SOTTOSUOLO B

Fa (nell'intervallo 0.5-1.5 s) = **1.69** < **1.7±0.1** (soglia comunale) CAT SOTTOSUOLO B

4.8.1 Stima dell'inclinazione del carico dovuta ad eventi sismici

Si evidenzia inoltre che i valori della capacità portante sono comunque subordinati ai cedimenti (vedere capitolo specifico).

Si ricorda anche che i valori della capacità portante dipendono dall'interazione struttura – terreno e pertanto i valori saranno in funzione delle tipologie delle fondazioni che verranno adottate, delle dimensioni e dalla loro profondità di imposta.

Nel caso di sollecitazioni indotte da un evento sismico è opportuno tenere in considerazione, nel calcolo dei carichi ammissibili, anche degli effetti inerziali sul terreno di fondazione, effetti che conducono ad una diminuzione della capacità portante.

In sostanza la componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale.

L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza è quello di considerare l'accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni secondo la relazione:

$$\Theta = \arctg a_{gSLV}, = 9.95^\circ$$

1. MODELLO GEOTECNICO

5.1. Indagine geognostica in sito

5.1.1. Breve descrizione dell'indagine effettuata

Per l'acquisizione dei dati geotecnici pertinenti alle caratteristiche del volume di sottosuolo che sarà coinvolto dalle opere di fondazione sono state considerate:

- n°6 prove penetrometriche dinamiche superpesanti Standard tipo B (**DPSH**);
- n°2 scavi esplorativi in sezione ristretta;
- n°1 indagine geofisica con tecnica **HVSR**.

PROVE PENETROMETRICHE DPSH E SCAVI ESPLORATIVI			
PROVA	PROF. RAGGIUNTA da p.c. (m)	PROF. CHIUSURA FORO da p.c. (m)	LIV. PIEZOMETRICO da p.c. (m)
DPSH 1	7,20 (rifiuto strumentale)	6,40	Non rilevato
DPSH 2	2,00 (rifiuto strumentale)	1,70	Non rilevato
DPSH 3	2,20 (rifiuto strumentale)	1,90	Non rilevato
DPSH 4	2,20 (rifiuto strumentale)	1,90	Non rilevato
DPSH 5	5,20 (rifiuto strumentale)	3,50	Non rilevato
DPSH 6	5,20 (rifiuto strumentale)	2,55	Non rilevato
SCAVO 1	2,20	-	Non rilevato
SCAVO 2	1,00	-	Non rilevato

5.1.2. Penetrometro utilizzato per prove penetrometriche

Le prove penetrometriche sono state eseguite con penetrometro statico/dinamico "PAGANI TG 63/200" (vedere caratteristiche allegate) le cui norme di riferimento per le prove sono le norme UNI EN ISO 22476.

5.2. Stima dei valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno

Dalle prove penetrometriche si evince una stratigrafia come riportata nel modello geotecnico di seguito indicato.

La valutazione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici, per le verifiche allo Stato Limite Ultimo e allo Stato Limite d'Esercizio, è stata eseguita conformemente alle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7, nel D.M. 14.01.2009 e nella Circolare 02.02.2009.

Considerato il numero sufficientemente elevato di dati misurati (N_{spt} si è optato per un approccio statistico, utilizzando una probabilità di superamento del 5%, come indicato nell'Eurocodice 7.

Il modello geotecnico è stato ottenuto attraverso la procedura descritta in dettaglio di seguito.

- I singoli valori di N_{spt} ottenuti con le penetrometrie sono stati inizialmente accorpatisi in strati omogenei;
- Per ogni strato omogeneo è stata eseguita una stima cautelativa del valore medio di N_{spt} e con la seguente relazione statistica:

$$p_k = p_m - t_{n-1}^{0,05} \left(\frac{s_p}{\sqrt{n}} \right) \quad \text{dove:}$$

- p_k = valore caratteristico del parametro geotecnico (N_{spt});
 p_m = valore medio del parametro (N_{spt});
 n = numero di misure;
 s_p = deviazione standard delle misure;
 $t_{n-1}^{0,05}$ = t di Student per n-1 gradi di libertà e probabilità di superamento del 5%.

I livelli stratigrafici individuati lungo le verticali di prova sono stati correlati fra di loro e i corrispondenti parametri geotecnici mediati. Questa operazione è stata condotta sulla base delle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7:

("Se l'edificio è sufficientemente rigido e resistente, il parametro rappresentativo può essere dato dalla media dei valori medi nell'ambito dell'intero volume, o parte del volume stesso, di terreno sottostante l'edificio stesso.") e nella Circolare 02.02.2009 (*"...appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi ... quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidezza sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti."*).

UBICAZIONE SCAVI E PROVE IN SITO


● PROVE DPSH ● SCAVI ● HVSR

MODELLO GEOTECNICO SEMPLIFICATO DA PIANO CAMPAGNA ATTUALE (ZERO PENETROMETRICO)

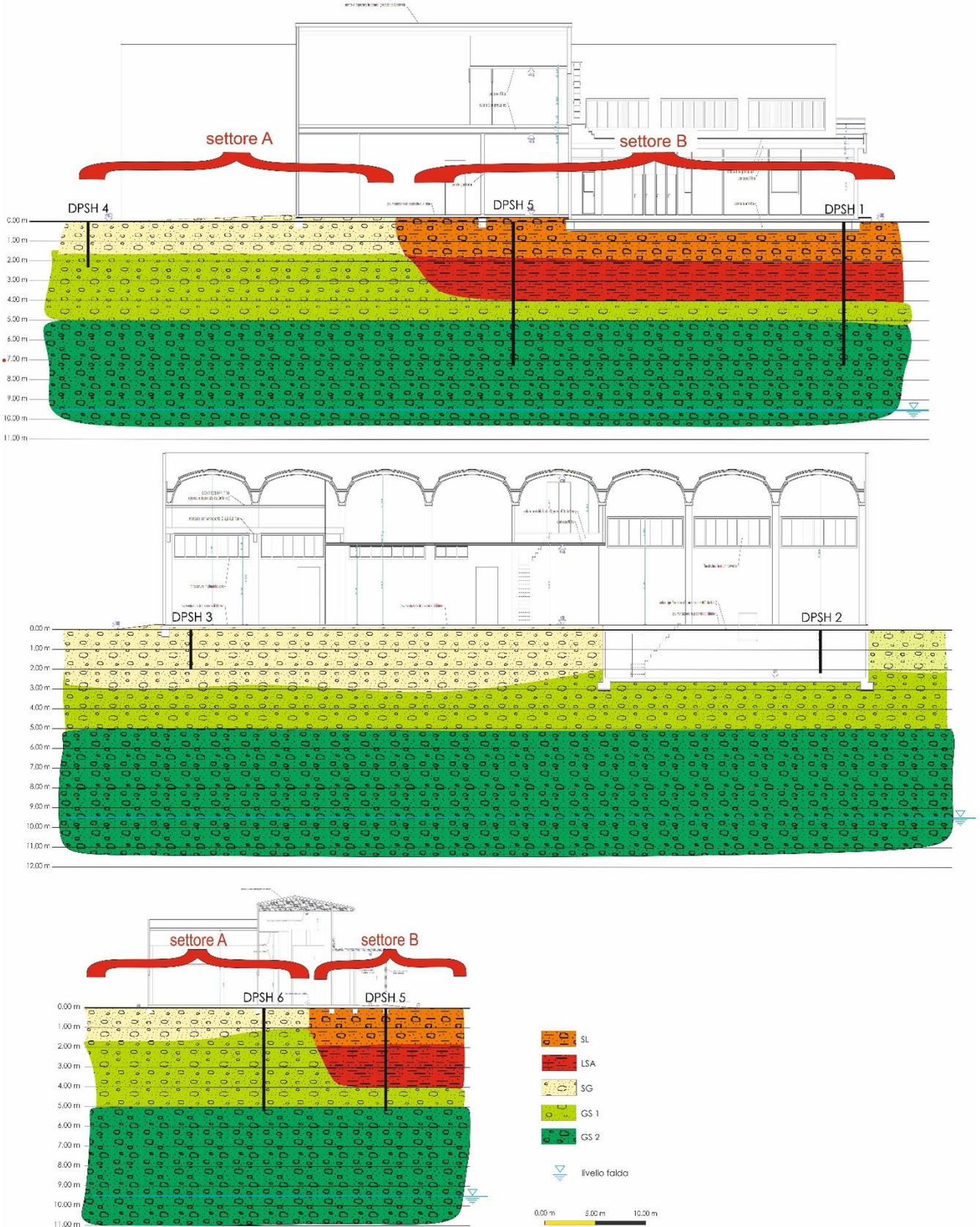
Profondità m	Unità Geotec.	Litologia	Φ' (°)	Dr (%)	C_u kg/cm ²	O.C.R.	γ_{nat} t/m ³	E_s kg/cm ²	M kg/cm ²	
da a	vedi sezione	SL	Sabbia limosa sciolta	27	30	-	-	1.80	100	-
da a	vedi sezione	LSA	Limo sabbioso argilloso molto sciolto	24	25	-	-	1.80	70	-
da a	vedi sezione	SG	Sabbia ghiaiosa sciolta	28	30	-	-	1.80	140	-
da a	vedi sezione	GS1	Ghiaia sabbiosa mediamente addensata	31	55	-	-	1.80	300	-
da a	vedi sezione	GS2	Ghiaia sabbiosa addensata	38	80	-	-	1.90	450	-

Circolazione idrica non rilevata

METODO CALCOLO PRINCIPALI PARAMETRI GEOTECNICI

Denominazione	Simbolo	Unità misura	Metodo di calcolo
INCOERENTI			
Angolo di attrito	Φ'	(°)	Terzaghi e Peck
Densità relativa	Dr	(%)	Skempton 1986
Peso di volume	γ_{nat}	(t/m ³)	Correlazione con Dr
Modulo di Young	E_s	(kg/cm ²)	Schultze e Menzenbach
COESIVI			
Coesione don drenata	C_u	(kg/cm ²)	Terzaghi e Peck
Coesione drenata	C_u	(kg/cm ²)	PROVA DI TAGLIO DIRETTO CD
Angolo di attrito	Φ'	(°)	PROVA DI TAGLIO DIRETTO CD
Peso di volume	γ_{nat}	(t/m ³)	Correlazione con C_u
Modulo edometrico	M	(kg/cm ²)	Stroud e Butler 20<IP<40
Indice di plasticità	IP	%	Da laboratorio - Limiti di Atterberg

SEZIONE LITOSTRATIGRAFICA INTERPRETATIVA



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUPERPESANTE TIPO B

La prova **penetrometrica dinamica (DP)** è una prova puntuale che consiste nell'ingaggiare verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta di acciaio, prolungabile con l'aggiunta di successive aste.

L'infissione avviene per battitura, facendo cadere da una altezza costante un maglio di un dato peso. Si contano i colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di lunghezza stabilita. Le aste, per ridurre l'attrito laterale, possono scorrere all'interno ed alternativamente ad un rivestimento esterno, anch'esso di acciaio. L'energia di infissione è fornita da un maglio che cade da un'altezza costante di 75 cm, per mezzo di un dispositivo di sganciamento automatico compiendo per ogni battuta un lavoro specifico. Il penetrometro utilizzato è un **PAGANI TG 63/200 Super Pesante (DPSH)** equipaggiato tipo "B" Norma **EN ISO – ISSMFE**.



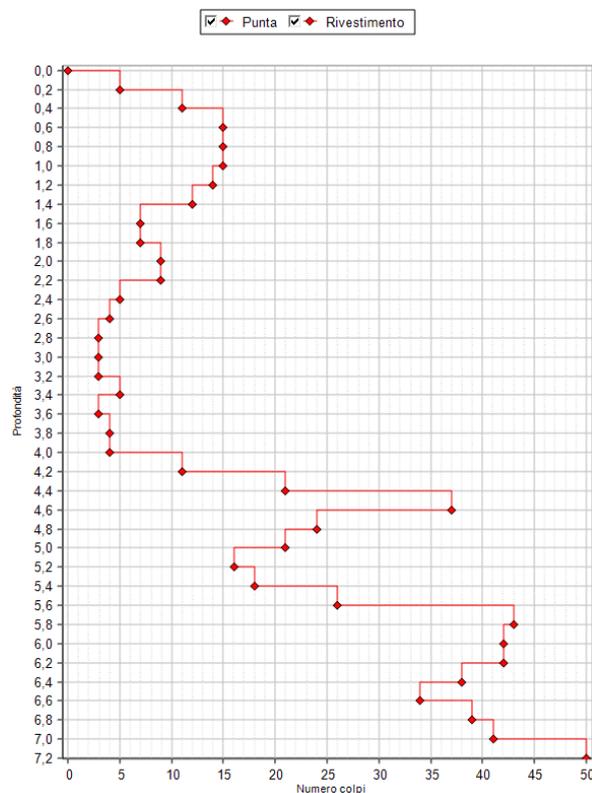
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUPERPESANTE TIPO B

PESO MAGLIO	63,50 kg
CADUTA	75 cm
PENETRAZIONE STANDARD	20 cm (N ₂₀)
LUNGHEZZA ASTE	100 cm
DIAMETRO ESTERNO ASTE	32 mm
MASSA ASTE	6 kg per metro
DIAMETRO BASE PUNTA CONICA	50,50 mm
ANGOLO APERTURA PUNTA CONICA	90°
LUNGHEZZA RIVESTIMENTO	100 cm
DIAMETRO RIVESTIMENTO	48 cm
Lavoro specifico/colpo	238 kJ/m ²

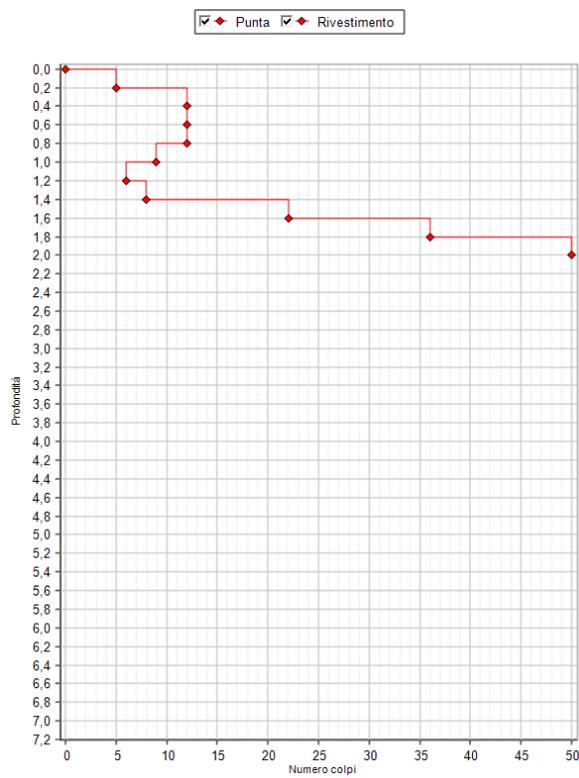


PUNTA A RECUPERO CON APERTURA A 90°

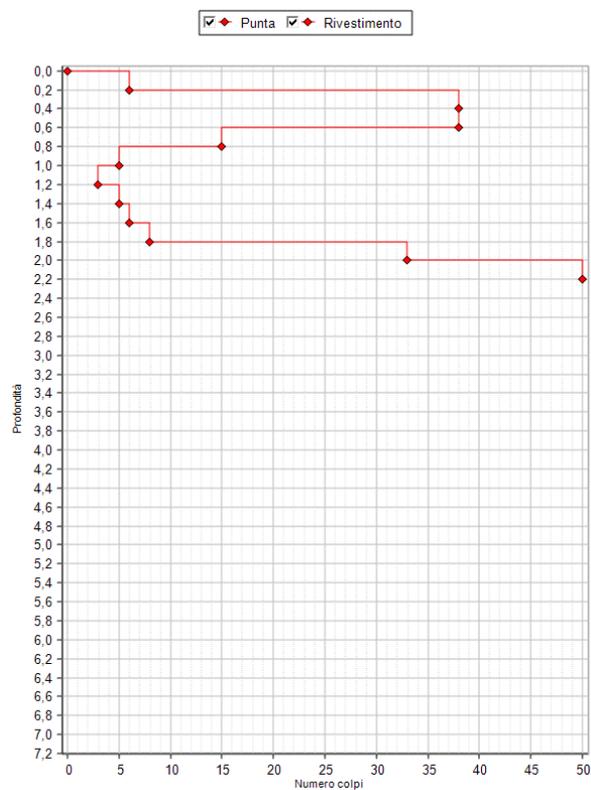
DPSH 1



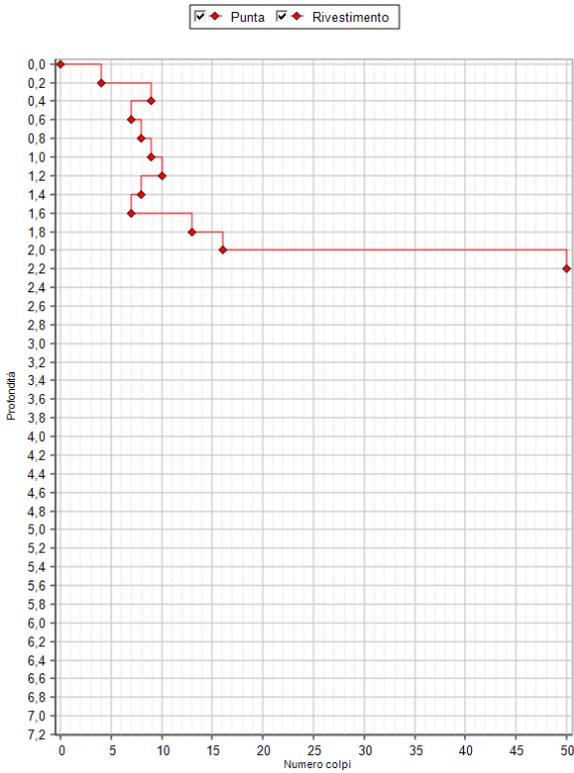
DPSH 2



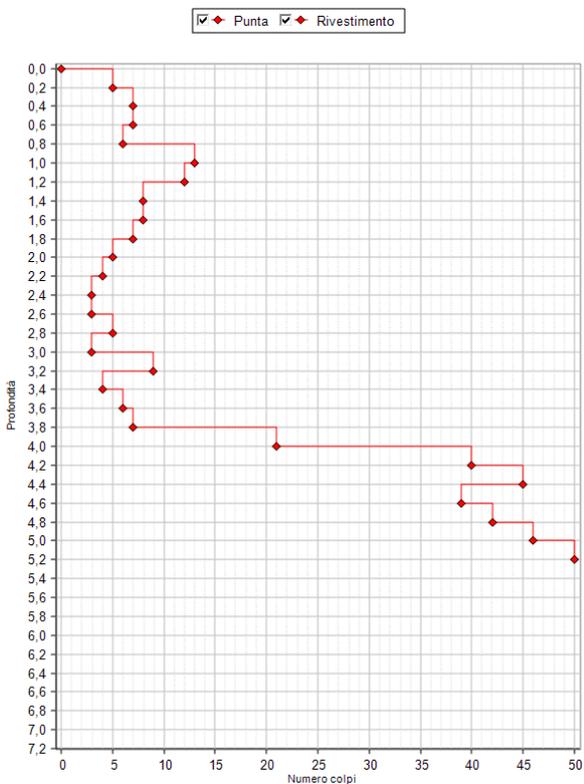
DPSH 3



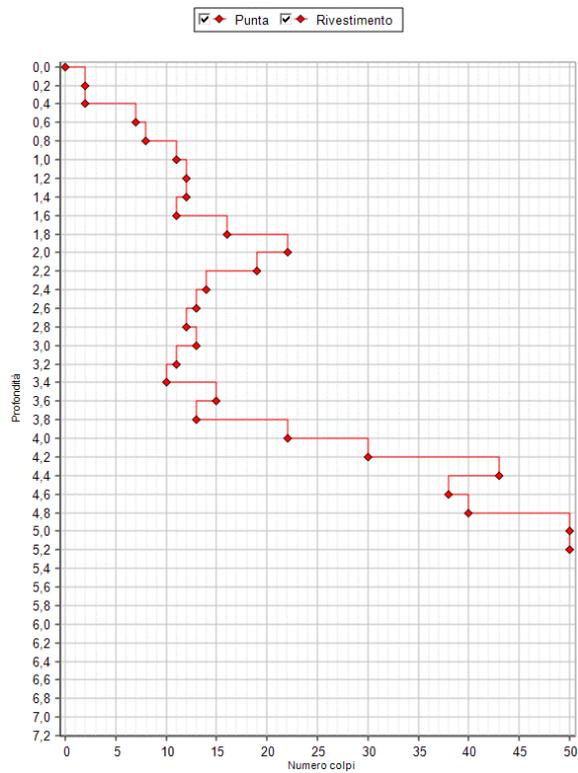
DPSH 4



DPSH 5



DPSH 6



SCAVO 1



PROFONDITA' (m da p.c.) **2.20**

COORDINATE (WGS 84) **45.39602963 10.3600655**

CAMPIONI PRELEVATI -

PROFONDITA' FALDA (m da p.c.) **Non è stata rilevata circolazione idrica**

STRATIGRAFIA

0.00 ÷ 1.60 m

Ghiaia con sabbia e ciottoli in matrice limosa di color marrone, con rari blocchi.

1.60 ÷ 2.20 m

Limo sabbioso argilloso di color marrone scuro con rara ghiaia

SCAVO 2


PROFONDITA'
(m da p.c.) **1.00**

COORDINATE
(WGS 84) **45.3958610 10.3600826**

CAMPIONI
PRELEVATI -

PROFONDITA'
FALDA
(m da p.c.) **Non è stata rilevata circolazione idrica**

STRATIGRAFIA

0.00 ÷ 0.90 m

Ghiaia e ciottoli in matrice limoso-sabbiosa di color marrone

0.90 ÷ 1.00 m

Ghiaia sabbiosa con ciottoli di color grigio

6. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (S.L.U.)

Sono state condotte, facendo riferimento a quanto disposto dal D.M. 17.01.2018, le seguenti verifiche:

1. verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche;
2. verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione (**SLU, SLV**);
3. verifica agli **SLE**.

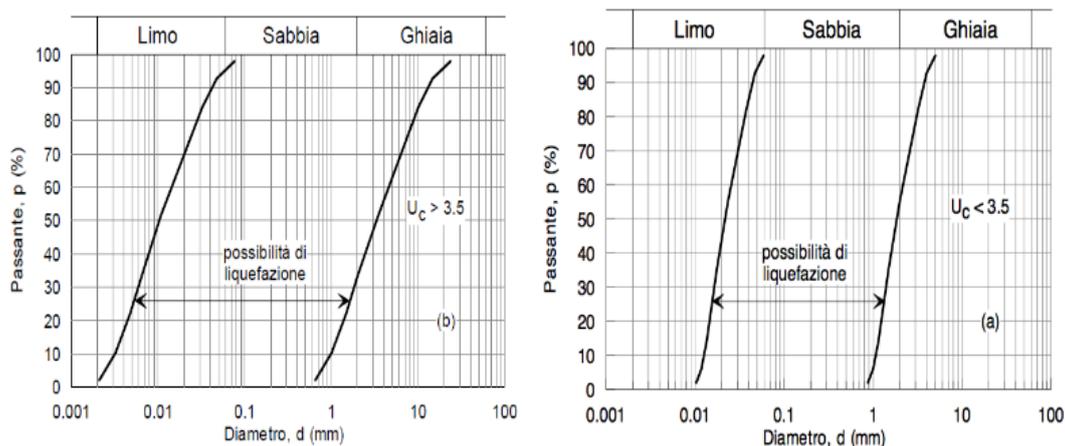
6.1. Verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione. In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

6.1.1.1. Esclusione della verifica a liquefazione

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 $q_{c1N} > 180$ 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 q_{c1N} 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 Fig. a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$



6.2. Verifica alla liquefazione nel sito in esame

L'applicazione del terzo e quarto criterio sopra citati D.M. 17.01.2018 § 7.11.3.4.2 **consente di escludere** la possibilità di **liquefazione** nei terreni di fondazione del sito in esame.

6.3. Verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione

6.3.1. Azione sulla fondazione

La verifica allo S.L.U. per il collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione è stata condotta considerando le due combinazioni delle azioni previste dalla Normativa (D.M. 17.01.2018):

1. combinazione fondamentale (condizioni statiche);
2. combinazione sismica (condizioni dinamiche).

6.3.2. Resistenza del terreno

La capacità portante del terreno di fondazione (Q) è stata calcolata utilizzando la relazione di **Brinch Hansen 1970**. Si ricorda che il valore della capacità portante dipende dall'interazione struttura – terreno e pertanto i valori saranno in funzione delle tipologie delle fondazioni che verranno adottate, delle dimensioni e dalla loro profondità di imposta e che la **capacità portante non coincide con il carico di esercizio** dell'opera, ma sarà uguale o minore ad esso in stretta relazione con i cedimenti indotti nel terreno. Ricordiamo inoltre che la presenza di sollecitazioni legate al verificarsi di un sisma produce sulle fondazioni, rispetto al caso statico, un incremento di eccentricità e di inclinazione delle forze trasmesse dalla struttura in elevazione, una degradazione della resistenza del terreno e l'insorgenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione.

Trascurando, nel caso di fondazioni superficiali poggianti su materiale a comportamento coesivo, i fenomeni di degradazione della resistenza e della forza d'inerzia del terreno di fondazione, resta da considerare l'effetto inerziale legato alla sovrastruttura, trascurando il momento ma considerando almeno l'inclinazione del carico (o attraverso la definizione di un angolo o attraverso il valore dell'azione di taglio). Il calcolo della capacità portante è stato eseguito facendo riferimento a fondazioni con **plinti (settore A)** e con **platea (settore B)** aventi dimensioni e profondità Df di incasso di seguito riportate.

Come evidenziato nelle sezioni, è stato individuato un settore con scarse caratteristiche geotecniche (settore B – settore uffici) per il quale sarà necessario realizzare una fondazione con platea.

Comunque dovrà essere eseguita necessariamente una integrazione di indagini per accertarsi che i plinti del capannone vengano impostati nella zona indicata con settore A. sempre per il settore B, l'alternativa ad una platea potrebbe essere la realizzazione di fondazioni a pozzo/cassone.

STIMA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE CON PLINTI SETTORE A

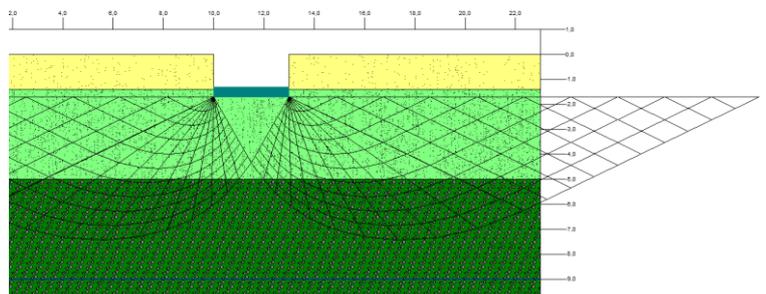
Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria applicata	Statica:	BR. HANSEN (1970)	Sismica: inclinazione del carico	10°
Dati al contorno	Profondità falda:	9 m	Condizione di verifica:	DRENATA
Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	3.00 m	[L] Lunghezza (dir x):	3.00 m
PLINTO	[Df] (dir z): Profondità	1.70 m	Profondità cuneo efficace	2.65 m

Stratigrafia del terreno

N.	γ_{nat}	γ_{sat}	φ	c'	c_u	H_{str}	E	D_r
SG	1.80	2.00	28.00	0.00	0.00	var	140.00	60.00
GS1	1.80	2.00	31.00	0.00	0.00	var	300.00	60.00
GS2	1.80	2.10	38.00	0.00	0.00	var	450.00	60.00

N.	: Numero strato dal piano di campagna verso il basso
γ_{nat}	: Peso specifico contenuto naturale d'acqua (t/m^3)
γ_{sat}	: Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (t/m^3)
φ	: angolo d'attrito interno (deg)
c'	: Coesione drenata (kg/cm^2)
c_u	: Coesione non drenata (kg/cm^2)
H_{str}	: Spessore dello strato (m)
E	: Modulo elastico/edometrico (kg/cm^2)
D_r	: Densità relativa



Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente per capacità portante

γ	φ	c'	c_u
1.80	31.00	0.00	0.00

Descrizione sintetica della teoria utilizzata - BR. HANSEN (1970)

$$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot p_c \cdot e_c + q' \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot p_q \cdot e_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_y \cdot s_y \cdot d_y \cdot i_y \cdot b_y \cdot g_y \cdot p_y \cdot e_y$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

Fattori di capacità portante

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \cdot \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

$$N_y = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi)$$

Fattori di forma

$$s_c = s_{qB} - (1 - s_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$s_q = 1 + i_{qB} \cdot B' / L' \cdot \sin(\varphi)$$

$$s_y = 1 - 0.4 \cdot i_{yB} \cdot B' / L' - \text{not effective if } < 0.6$$

Fattori di profondità

$$d_{cB} = d_{qB} - (1 - d_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$d_{qB} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \quad D < B \quad K = D/B, \quad D > B \quad K = \arctan(D/B)$$

$$d_{yB} = 1.0$$

Fattori di inclinazione base fondazione

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_q - 1)$$

$$b_q = e^{-2 \cdot \eta \cdot \tan(\varphi)} - \eta \text{ angolo inclinazione base}$$

$$b_y = e^{-2.7 \cdot \eta \cdot \tan(\varphi)}$$

Fattori di forma (direzione L - Set L)

$$s_{cL} = s_{qL} - (1 - s_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$s_{qL} = 1 + i_{qL} \cdot L' / B' \cdot \sin(\varphi)$$

$$s_{yL} = 1 - 0.4 \cdot i_{yL} \cdot L' / B' - \text{da non considerare se } < 0.6$$

Fattori di inclinazione dei carichi (direzione L - Set L)

$$i_{cL} = i_{qL} - (1 - i_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$i_{qL} = (1 - 0.5 \cdot V_x / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

$$i_{yL} = (1 - (0.7 - \eta / 7.853816) \cdot V_x / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

Fattori di inclinazione dei carichi

$$i_{cB} = i_{qB} - (1 - i_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$i_{qB} = (1 - 0.5 \cdot V_y / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

$$i_{yB} = (1 - (0.7 - \nu / 7.853816) \cdot V_y / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

Fattori di inclinazione pendio

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_q - 1)$$

$$g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 - \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

$$g_y = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 - \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

Fattori di profondità (direzione L - Set L)

$$d_{cL} = d_{qL} - (1 - d_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$d_{qL} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \quad D < L' \quad K = D/L', \quad D > L' \quad K = \arctan(D/L')$$

$$d_{yL} = 1.0$$

Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

Nq	Nc	Ny
19.6	31.51	16.47

Combinazioni di carico

condizione statica

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori z
c	1.62	1.23	0.79	1.00	1.00	1.00
q	1.47	1.16	0.79	1.00	1.00	1.00
y	0.82	1.00	0.46	1.00	1.00	1.00

condizione sismica

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori z
c	1.62	1.23	0.79	1.00	1.00	1.00
q	1.47	1.16	0.79	1.00	1.00	1.00
y	0.82	1.00	0.46	1.00	1.00	1.00

STIMA CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE

STIMA SLU – CONDIZIONE STATICA

$$q_{SLU} = 6.00 \text{ kg/cm}^2$$

STIMA SLV – CONDIZIONE DINAMICA

$$q_{SLU} = 4.25 \text{ kg/cm}^2$$

STIMA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE CON PLINTI SETTORE A

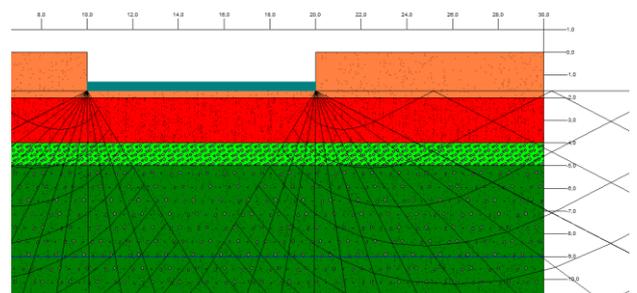
Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria applicata	Statica: BR. HANSEN (1970)	Sismica: inclinazione del carico	10°
Dati al contorno	Profondità falda: 9 m	Condizione di verifica:	DRENATA
Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y): 10.00 m	[L] Lunghezza (dir x):	10.00 m
PLATEA	[Df] (dir z): Profondità 8.30 m	Profondità cuneo efficace	8.30 m

Stratigrafia del terreno

N.	y _{nat}	y _{sat}	φ	c'	c _u	H _{str}	E	D _r
SL	1.80	2.00	27.00	0.00	0.00	var	100.00	60.00
LSA	1.80	2.00	24.00	0.00	0.00	var	70.00	60.00
GS1	1.80	2.00	31.00	0.00	0.00	var	300.00	60.00
GS2	1.90	2.10	38.00	0.00	0.00	var	450.00	60.00

- N. : Numero strato dal piano di campagna verso il basso
y_{nat} : Peso specifico contenuto naturale d'acqua (t/m³)
y_{sat} : Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (t/m³)
φ : angolo d'attrito interno (deg)
c' : Coesione drenata (kg/cm²)
c_u : Coesione non drenata (kg/cm²)
H_{str} : Spessore dello strato (m)
E : Modulo elastico/edometrico (kg/cm²)
D_r : Densità relativa



Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente per capacità portante

y	φ	c'	c _u
1.80	24.00	0.00	0.00

Descrizione sintetica della teoria utilizzata - BR. HANSEN (1970)

$$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot p_c \cdot e_c + q' \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot p_q \cdot e_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_y \cdot s_y \cdot d_y \cdot i_y \cdot b_y \cdot g_y \cdot p_y \cdot e_y$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

Fattori di capacità portante

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \cdot \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

$$N_y = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi)$$

Fattori di forma

$$s_c = s_{qB} \cdot (1 - s_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$s_q = 1 + i_{qB} \cdot B' / L' \cdot \sin(\varphi)$$

$$s_y = 1 - 0.4 \cdot i_{yB} \cdot B' / L' - \text{not effective if } < 0.6$$

Fattori di profondità

$$d_{cB} = d_{qB} \cdot (1 - d_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$d_{qB} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \quad D < B \quad K = D/B, \quad D > B \quad K = \arctan(D/B)$$

$$d_{yB} = 1.0$$

Fattori di inclinazione base fondazione

$$b_c = b_q \cdot (1 - b_q) / (N_q - 1)$$

$$b_q = e^{-2 \cdot \eta \cdot \tan(\varphi)} - \eta \quad \text{angolo inclinazione base}$$

$$b_y = e^{-2.7 \cdot \eta \cdot \tan(\varphi)}$$

Fattori di inclinazione dei carichi

$$i_{cB} = i_{qB} \cdot (1 - i_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$i_{qB} = (1 - 0.5 \cdot V_y / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

$$i_{yB} = (1 - (0.7 - \eta / 7.853816) \cdot V_y / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

Fattori di inclinazione pendio

$$g_c = g_q \cdot (1 - g_q) / (N_q - 1)$$

$$g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 - \beta \quad \text{angolo inclinazione pendio}$$

$$g_y = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 - \beta \quad \text{angolo inclinazione pendio}$$

Fattori di forma (direzione L - Set L)

$$s_{cL} = s_{qL} \cdot (1 - s_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$s_{qL} = 1 + i_{qL} \cdot L' / B' \cdot \sin(\varphi)$$

$$s_{yL} = 1 - 0.4 \cdot i_{yL} \cdot L' / B' - \text{da non considerare se } < 0.6$$

Fattori di profondità (direzione L - Set L)

$$d_{cL} = d_{qL} \cdot (1 - d_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$d_{qL} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \quad D < L' \quad K = D/L', \quad D > L' \quad K = \arctan(D/L')$$

$$d_{yL} = 1.0$$

Fattori di inclinazione dei carichi (direzione L - Set L)

$$i_{cL} = i_{qL} \cdot (1 - i_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$i_{qL} = (1 - 0.5 \cdot V_x / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

$$i_{yL} = (1 - (0.7 - \eta / 7.853816) \cdot V_x / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

N _q	N _c	N _y
19.6	31.51	16.47

Combinazioni di carico

condizione statica

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori z
c	1.72	1.23	1.00	1.00	1.00	1.00
q	1.70	1.16	1.00	1.00	1.00	1.00
y	0.60	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

condizione sismica

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori z
c	1.72	1.07	0.79	1.00	1.00	1.00
q	1.55	1.04	0.79	1.00	1.00	1.00
y	0.60	1.00	0.51	1.00	1.00	1.00

STIMA CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE

STIMA SLU – CONDIZIONE STATICA

$$q_{SLU} = 2.20 \text{ kg/cm}^2$$

STIMA SLV – CONDIZIONE DINAMICA

$$q_{SLV} = 1.40 \text{ kg/cm}^2$$

7. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (S.L.E.)

È stata condotta, facendo riferimento a quanto disposto dal D.M. 17.01.2018, la seguente verifica agli Stati Limite d'Esercizio:

- verifica agli spostamenti e alle distorsioni indotte dai cedimenti del terreno a lungo termine;
- verifica agli spostamenti e alle distorsioni indotte dai cedimenti del terreno in condizioni sismiche.

7.1 Calcolo della distribuzione delle tensioni nel terreno di fondazione

L'applicazione del sovraccarico della fondazione conduce ad una variazione dello stato tensionale del terreno. Il carico applicato tende a diffondersi fino al suo completo assorbimento.

L'entità dei cedimenti viene ipotizzata a seconda della tipologia di fondazione, delle dimensioni, della profondità d'imposta delle stesse e dei carichi di esercizio.

Generalmente si ammette che il sovraccarico si annulli ad una profondità, sotto il piano di posa della fondazione, variabile da 1 a 4 volte B (B = lato corto della fondazione). È importante eseguire una stima di come il carico si diffonde negli strati di fondazione, in quanto indispensabile per il successivo calcolo dei cedimenti.

I cedimenti di seguito stimati fanno riferimento sul presupposto che il terreno di fondazione possa essere assimilato ad uno spazio semi infinito a comportamento perfettamente **elastico**, omogeneo e isotropo. Deriva dall'integrazione su un'area rettangolare o quadrata di dimensioni B x L (B=lato corto della fondazione, L=lato lungo della fondazione) delle equazioni di **Boussinesq**.

È utile ricordare che fondazioni di maggiori dimensioni sopportano carichi al piede maggiori in quanto ripartiscono questo ultimo su una maggiore superficie diminuendo in tal modo il carico di esercizio ma occorre ricordare che allo stesso tempo variano i bulbi delle tensioni trasmesse nel sottosuolo e pertanto sarà compito del tecnico progettista effettuare sia l'opportuno dimensionamento della fondazione sia l'opportuna ripartizione dei carichi.

7.2 Cause dei cedimenti

I cedimenti sono dovuti alla **deformazione elastica e plastica** del terreno e, nel caso di terreni poco permeabili (argille e limi), al processo di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno (consolidazione).

In quanto le caratteristiche geotecniche del terreno variano da punto a punto, così come spesso variano da punto a punto anche le condizioni di carico, i cedimenti possono assumere localmente valori differenti. Il cedimento calcolato in un punto prende il nome di **cedimento assoluto**; la differenza fra i cedimenti assoluti misurati in due o più punti prende il nome di **cedimento differenziale**. Il **cedimento assoluto** totale è dato dalla somma di tre componenti:

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

- S_{imm} = **cedimento immediato**, dovuto alla deformazione iniziale, senza variazione di volume, del terreno caricato; è prevalente nei terreni incoerenti (coesione=0), trascurabile in quelli coesivi (coesione>0);
- S_{con} = **cedimento di consolidazione**, legato alla variazione di volume del terreno saturo, in seguito alla lenta espulsione dell'acqua contenuta al suo interno; è dominante nei terreni coesivi, poco permeabili, e trascurabile in quelli incoerenti (da mediamente a molto permeabili);
- S_{sec} = **cedimento secondario**, dovuto alla deformazione viscosa dello scheletro solido del terreno; normalmente trascurabile in tutti i tipi di terreno.

Proprio per le differenti modalità con cui si manifestano i cedimenti nei **terreni coesivi ed incoerenti**, i due casi vanno trattati separatamente.

7.2.1 Cedimenti nei terreni incoerenti (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità)

Si tratta di un metodo speditivo utile per avere una prima indicazione dell'ammontare del cedimento.

La relazione è la seguente:

$$S = DH \times Qz / Ed \quad \text{in cui:}$$

DH=spessore dello strato;

Qz=incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato dalla fondazione a metà strato;

Ed=modulo di deformazione dello strato.

7.2.2 Cedimenti nei terreni coesivi (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità)

Ha la stessa espressione per il procedimento relativo a terreni incoerenti; al posto del modulo di deformazione va utilizzato però il modulo edometrico definito come segue:

$$E_d = 1/mv; \quad \text{in cui}$$

mv=modulo di compressibilità volumetrica dello strato

7.2.3 Cedimenti assoluti e differenziali

Elevati cedimenti differenziali (dell'ordine di alcuni centimetri in genere, ma a volte anche meno) possono indurre lesioni nell'opera.

Partendo dal presupposto che a elevati cedimenti assoluti generalmente corrispondono elevati cedimenti differenziali, Terzaghi e Peck proposero di considerare come valori limite tollerabili cedimenti assoluti di **2,5 cm in terreni incoerenti** (sabbie e ghiaie) e **4 cm in terreni coesivi** (limi e argille).

La maggiore tolleranza consentita per i materiali dotati di coesione dipende dal fatto che in quest'ultimi i cedimenti sono essenzialmente dovuti alla consolidazione, quindi distribuiti su intervalli di tempo relativamente ampi, fatto che consente alla sovrastruttura di meglio adattarsi alle deformazioni del terreno.

Un sistema meno empirico di procedere consiste nello stimare la distorsione angolare fra due o più punti della struttura di cui sia noto il cedimento assoluto del terreno di fondazione:

$$D_{ang} = (S_2 - S_1)/L \quad \text{in cui}$$

D_{ang}=distorsione angolare;

S₂=cedimento assoluto nel punto 2;

S₁=cedimento assoluto nel punto 1;

L=distanza fra i punti 1 e 2.

In prima approssimazione, sono da considerare tollerabili distorsioni angolari inferiori a 1/600 per strutture in muratura e a 1/1000 per strutture in calcestruzzo.

Ammissibilità di cedimento, inclinazione, rotazione relativa

Valori ammissibili riferiti alle tipologie strutturali e di danno (Holtz, 1991)

Tipo di movimento	Fattore di limitazione	Valore ammissibile	
Cedimento (cm)	Collegamento a reti di servizi Accessibilità	15 ÷ 30 30 ÷ 60	
	Probabilità di cedimenti differenziali	Murature portanti Strutture intelaiate Ciminiere, silos	2.5 ÷ 5 5 ÷ 10 7.5 ÷ 30
		Stabilità al ribaltamento Rotazione di ciminiere e torri Drenaggio di superfici pavimentate	Da verificare $\delta/H \leq 0.04$ 0.01 ÷ 0.02
Inclinazione δ/L	Operatività macchine	0.003 0.0002 0.003	
	Macchine tessili Turbogeneratori Gru a ponte		
Rotazione relativa β	Murature portanti multipiano	0.0005 ÷ 0.001	
	Murature portanti ad un piano	0.001 ÷ 0.02	
	Lesione intonaci	0.001	
	Telai in c. a.	0.0025 ÷ 0.004	
	Pareti di strutture a telaio in c.a.	0.003	
	Telai in acciaio Strutture semplici di acciaio	0.002 0.005	

L = distanza tra pilastri adiacenti, H = altezza di ciminiere e torri

Valori ammissibili più elevati → strutture flessibili, sottosuoli uniformi

Valori ammissibili più ridotti → strutture rigide, sottosuoli irregolari

Limiti di distorsioni angolari ammissibili per vari tipi strutturali



Fonte: Bjernum, 1963, modificato.

7.3 Coefficiente di sottofondazione

Il volume significativo di analisi nel calcolo dei cedimenti viene limitato inferiormente dalla profondità alla quale le tensioni indotte dalle fondazioni si dissipano completamente. Sarà compito del tecnico progettista valutare se i cedimenti stimati possono essere ammissibili per l'opera in questione.

Numerose sono le relazioni proposte in letteratura per il calcolo utilizzate per la stima del modulo di reazione o **coefficiente di sottofondazione** (k di Winkler) del terreno di fondazione: generalmente a seconda delle condizioni, preferiamo applicare il metodo di **Vesic** oppure quello di **Bowles**.

Si definisce pressione di contatto la pressione unitaria che la fondazione esercita in ciascun punto d'appoggio sul terreno di fondazione. Dal punto di vista fisico il mezzo alla Winkler può essere assimilato ad un letto di molle elastiche fra loro indipendenti. Per modulo o **coefficiente di sottofondazione** si definisce quindi la relazione che esiste fra la pressione di contatto in ogni punto della fondazione e la relativa deformazione del terreno (carico/cedimento):

$$k = Q/s.$$

In un terreno reale il cedimento dipende, oltre che dal carico applicato e dalle proprietà del terreno, dalla forma e dimensioni della fondazione. Il coefficiente di reazione non è quindi una proprietà del terreno e non può essere definito con solo riferimento al terreno, ma deve anche essere riferito alla dimensione e forma della fondazione. Il metodo più appropriato per ricavare K è quello di calcolare il cedimento s della fondazione con il metodo più adeguato, tenendo conto del carico applicato, della geometria della fondazione, della stratigrafia del terreno e delle caratteristiche dei singoli strati, e poi ricavare K come rapporto fra la pressione media applicata p ed il cedimento s .

Generalmente ci si basa sull'ipotesi che il modulo k sia costante sotto ogni punto della fondazione, come proposto da Winkler e da Westergaard. Se ciò si può verificare nel caso di fondazioni rigide, per fondazioni elastiche l'assunzione non è più valida.

L'utilizzo di k anche per il dimensionamento di platee e reticoli di travi rimane nonostante questo ancora diffuso, mancando metodi di calcolo più attendibili e uguale semplicità.

- La relazione di **Vesic semplificata (1961)** correla k con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione secondo la relazione:

$$k = (1/B) \times Et / (1 - p^2) \quad \text{dove}$$

Et (kg/cm²) = modulo di deformazione dello strato di fondazione;
 p = rapporto di Poisson
 B (cm) = lato corto della fondazione

- La relazione di **Bowles (1974)** propone la seguente relazione:

$$k \text{ (kN/mc)} = 40 \times Q \times f_c \quad \text{dove}$$

f_c = 2.54/cedimento della fondazione (cm);
 Q = carico di esercizio (kPa).

7.4 Stima agli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.)

Il calcolo è stato condotto sulla sezione di calcolo del bulbo delle tensioni considerando un valore di **SLE** tale per cui non si abbia un cedimento assoluto superiore ai **2.50 cm**.

7.4.1 Cedimenti Assoluti

Poiché all'interno della profondità di diffusione dei carichi si trovano **litologie** a comportamento prevalentemente **incoerente** caratterizzate da **cedimenti immediati**, è stato considerato come cedimento massimo ammissibile il valore di **2.5 cm**.

Per la stima è stato considerato un carico inferiore agli SLV (condizioni sismiche non drenate) e successivamente è stata eseguita una back analysis fino ad ottenere il valore ritenuto ammissibile.

7.4.2 Cedimenti Differenziali

Il cedimento differenziale viene in tutti i casi descritto dal valore della distorsione angolare γ prodotta, definita come il rapporto fra la differenza di cedimento ΔS tra due punti e la loro distanza reciproca L , ossia $\gamma = \Delta S/L$.

Considerando i carichi di esercizio di cui sopra, i **cedimenti differenziali** saranno contenuti nei cedimenti ammissibili

7.5 Risultati del calcolo

CEDIMENTI ASSOLUTI FONDAZIONE SETTORE A - PLINTI

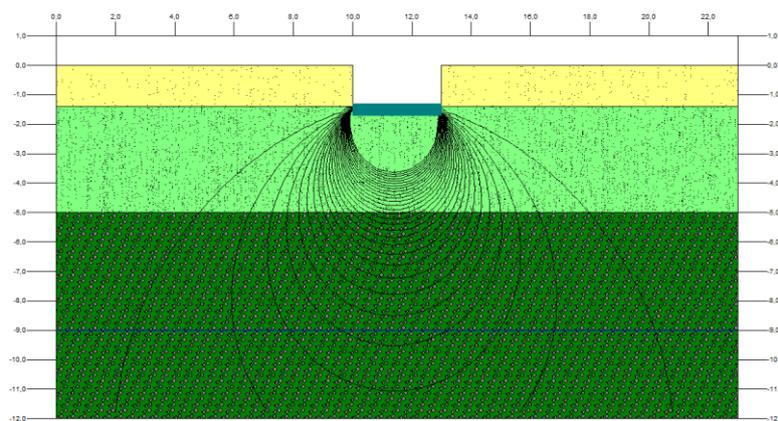
[B] Larghezza (dir y): **3.00 m** [L] Lunghezza (dir x): **3.00 m** [Df] (dir z): Profondità **1.70 m**

CEDIMENTI ASSOLUTI

Carico applicato: **2.85 kg/cm² CARICO MASSIMO APPLICABILE**
 Cedimento: **25 mm**

Stima del modulo di reazione (k di Winkler) del terreno di fondazione (Bowles)

Modulo di reazione **3.40 kg/cm³**



CEDIMENTI ASSOLUTI FONDAZIONE SETTORE B - PLATEA

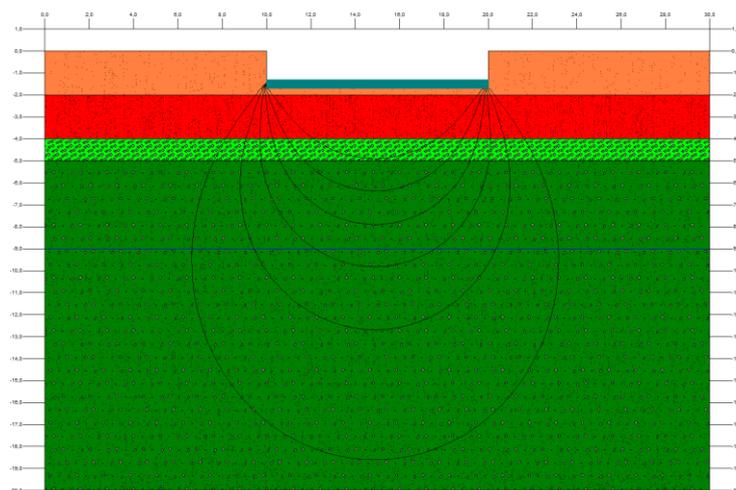
[B] Larghezza (dir y): **10.00 m** [L] Lunghezza (dir x): **10.00 m** [Df] (dir z): Profondità **1.70 m**

CEDIMENTI ASSOLUTI

Carico applicato: **0.60 kg/cm² CARICO MASSIMO APPLICABILE**
 Cedimento: **25 mm**

Stima del modulo di reazione (k di Winkler) del terreno di fondazione (Bowles)

Modulo di reazione **0.70 kg/cm³**



7.6 Stima dei cedimenti delle fondazioni superficiali indotte dal sisma

In terreni sabbiosi sciolti le vibrazioni prodotte da un evento sismico possono condurre ad un aumento del grado di addensamento degli strati incoerenti su cui poggia la fondazione; in questo contesto lito stratigrafico si esclude tale fenomeno.

8. CONCLUSIONI

L'indagine geologica ha permesso di definire la natura e le caratteristiche dei terreni presenti nell'area esaminata, come descritto nel paragrafo dedicato. I rilievi hanno evidenziato l'assenza di processi geomorfologici in atto e sulla base delle considerazioni e dei calcoli geotecnici svolti nei paragrafi precedenti si traggono le seguenti conclusioni:

- La zona sismica per il territorio di **Montichiari** è la **zona Sismica 2**, come indicato nella D.G.R. 11 luglio 2014 – n. X/2129;
- Dall'indagine eseguita in sito con metodologia **HVSR**, e a seguito dell'analisi di secondo livello come da normativa regionale, è stata assegnata al terreno la **categoria di sottosuolo B**;
- Nel sito oggetto dell'intervento non è stata riscontrata circolazione idrica; tuttavia, secondo quanto riportato nel vigente PGT, il livello piezometrico della prima falda acquifera si dovrebbe attestare a circa 9-10 m di profondità dal p.c.; si ricorda che la soggiacenza della falda è comunque soggetta a fluttuazioni (positive e negative) dell'ordine anche di **un metro** rispetto a quella attuale;
- La **verifica alla liquefazione dei terreni** è stata omessa in seguito all'applicazione del terzo e del quarto criterio del D.M. 17.01.2018 § 7.11.3.4.2, pertanto si ritiene il sito stabile;
- I valori stimati della capacità portante ammissibile per carico unitario non sono da assumere come carichi di esercizio o come capacità portante in senso stretto dei terreni indagati, in quanto essa modifica il proprio valore in relazione alle caratteristiche progettuali, riferite soprattutto alla geometria, alle dimensioni delle fondazioni stesse ed alla loro profondità di imposta e comunque rimane subordinato ai cedimenti ammissibili. Essa dovrà essere considerata in riferimento ai cedimenti assoluti e differenziali;
- Si ribadisce e si sottolinea che comunque la valutazione dell'entità dei cedimenti in relazione alle caratteristiche strutturali dell'opera, resta di esclusiva competenza del tecnico calcolatore che dovrà valutare l'incidenza e la compatibilità degli stessi con le caratteristiche strutturali e tecnico-costruttive dell'opera così come anche la scelta del tipo di fondazione da utilizzare rimane di sua esclusiva competenza;
- Se durante l'esecuzione dei lavori dovessero manifestarsi situazioni che si discostano da quelle previste e contemplate nella presente relazione, sarà cura del direttore dei lavori darne immediata comunicazione allo scrivente, per eseguire i necessari sopralluoghi e dimensionare eventuali indagini integrative;
- Si ritiene che vi sia congruità tra i contenuti della variante e i contenuti della componente geologica del Piano di Governo del Territorio vigente, pertanto l'intervento risulta congruente con le risultanze del presente studio geologico e con le relative norme di fattibilità.

Moniga del Garda (BS), 07/10/2022

IL TECNICO
DOTT. GEOL. STEFANO SALVI



STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO E DELLA VULNERABILITÀ SISMICA CON VELOCIMETRO TRIASSIALE

TECNICA DI MISURAZIONE E STRUMENTAZIONE

La tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) consiste nel misurare direttamente, sfruttando il rumore di fondo ambientale (microtremori), le frequenze di risonanza degli edifici e dei terreni costituenti il sottosuolo, allo scopo di stimare gli effetti di sito e la vulnerabilità sismica dell'opera. Per rumore ambientale di fondo s'intende l'insieme delle vibrazioni che si propagano nel terreno dovute sia a fenomeni naturali, moto ondoso, perturbazioni atmosferiche, ecc., sia all'azione antropica, traffico veicolare, macchinari, ecc... Si è riconosciuto, a partire dagli anni Settanta, che i microtremori tendono a eccitare le frequenze naturali di oscillazione dei terreni, permettendone l'individuazione. In pratica ciò che viene misurato sono, in certo intervallo di frequenze, solitamente 0.1-100 Hz, le velocità dei microtremori lungo il piano orizzontale e verticale (H e V) e il rapporto fra le due componenti (H/V). I valori di massimo locale (picchi positivi) di H/V ai quali corrispondono minimi locali di V individuano le frequenze di risonanza degli strati di terreno lungo la verticale di misura. Più elevato è il valore del rapporto H/V maggiore è il contrasto di impedenza sismica e quindi la variazione di velocità delle onde S fra livelli stratigrafici contigui.



La tecnica HVSR richiede l'utilizzo di un velocimetro triassiale, cioè di un sismometro a stazione singola in grado di registrare i microtremori lungo le due direzioni orizzontali (X, Y) e lungo quella verticale (Z), in un ampio intervallo di frequenze (0.1-100 Hz) e per una durata sufficientemente lunga (mediamente 10-20 minuti). Il moto indotto nel terreno viene misurato in termini di velocità attraverso tre velocimetri, uno per ogni direzione di misura (X, Y e Z), secondo il passo di campionamento impostato dall'operatore. Le misure registrate vengono poi elaborate e restituite graficamente in forma di spettri H/V (rapporto H/V in funzione della frequenza, dove H è la media delle misure lungo X e Y) e spettri V (componente verticale del moto in funzione della frequenza).

Attraverso la tecnica HVSR è possibile:

- valutare in maniera quantitativa gli effetti di sito (risposta sismica locale e suscettibilità alla liquefazione del terreno);
- ricavare il profilo delle velocità delle onde S con la profondità e calcolare il parametro V_{s30} ;
- analizzare la vulnerabilità sismica degli edifici, esistenti o in progetto.

EFFETTI DI SITO. RISPOSTA SISMICA LOCALE

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

PROFILO VELOCITÀ DELLE ONDE S E CLASSIFICAZIONE DEL SOTTOSUOLO SECONDO IL D.M. 17.01.2018

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

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

Dove H viene posto uguale a 30 m nel caso in cui il bedrock si trovi a una profondità superiore. Sulla base del valore calcolato di V_{seq} vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

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

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

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

dove h è l'altezza dello spessore dello strato.

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

RISULTATI INDAGINE – MONTICHIARI, VIA DUGALI MATTINA n.2 (BS)

Strumento: TRZ-0018/01-09

Formato dati: 16 bit

Fondo scala [mV]: 51

Inizio registrazione: 21/06/2022 12:38:04 Fine registrazione: 21/06/2022 12:58:04

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

Dato GPS 45.396242°, 10.359849° (DD° FORMAT WGS 84)

Durata registrazione: 0h20'00".

Analisi effettuata sull'intera traccia.

Freq. campionamento: 128 Hz

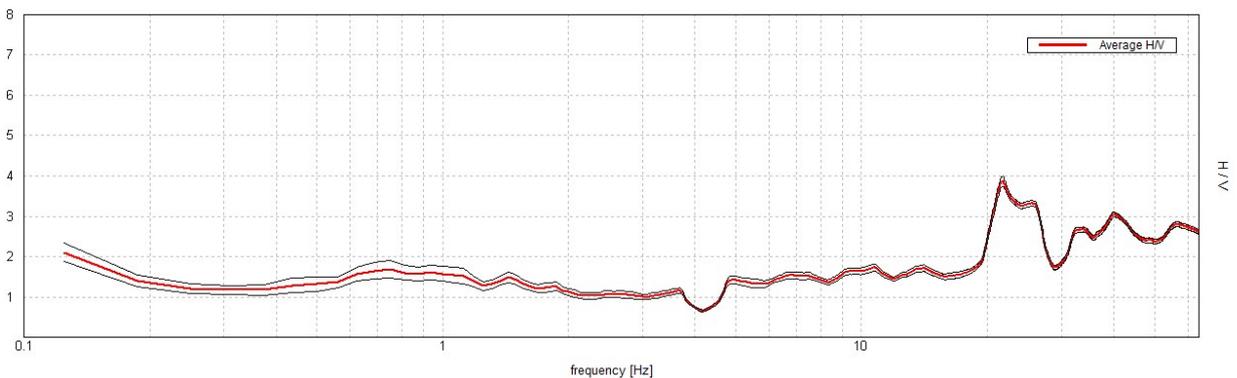
Lunghezza finestre: 20 s

Tipo di lisciamento: Triangular window

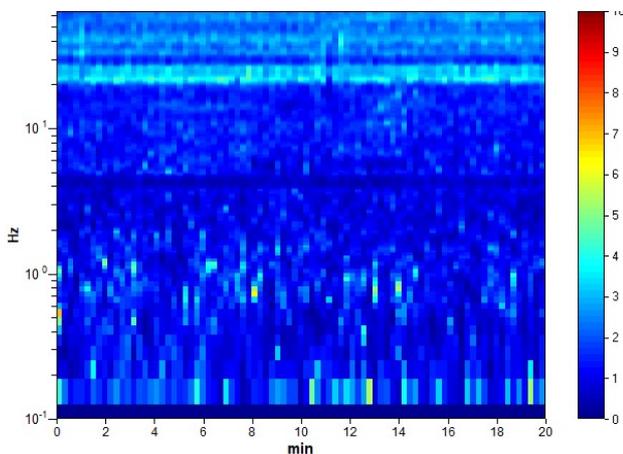
Lisciamento: 10%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

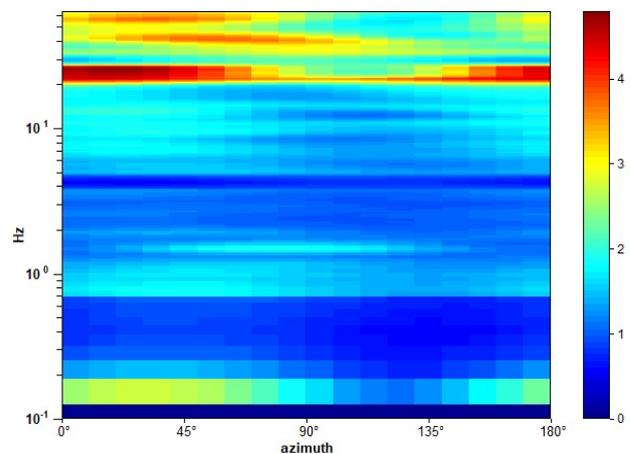
Max. H/V at 21.81 ± 3.27 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



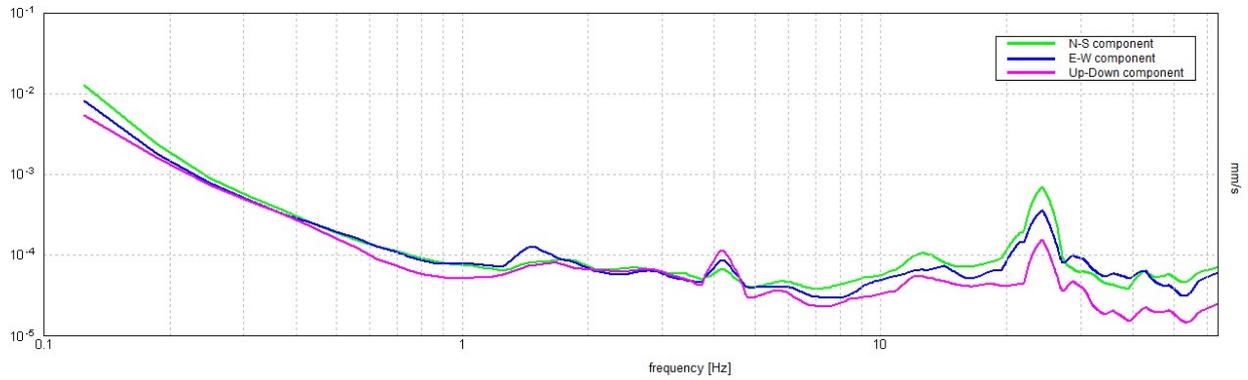
SERIE TEMPORALE H/V



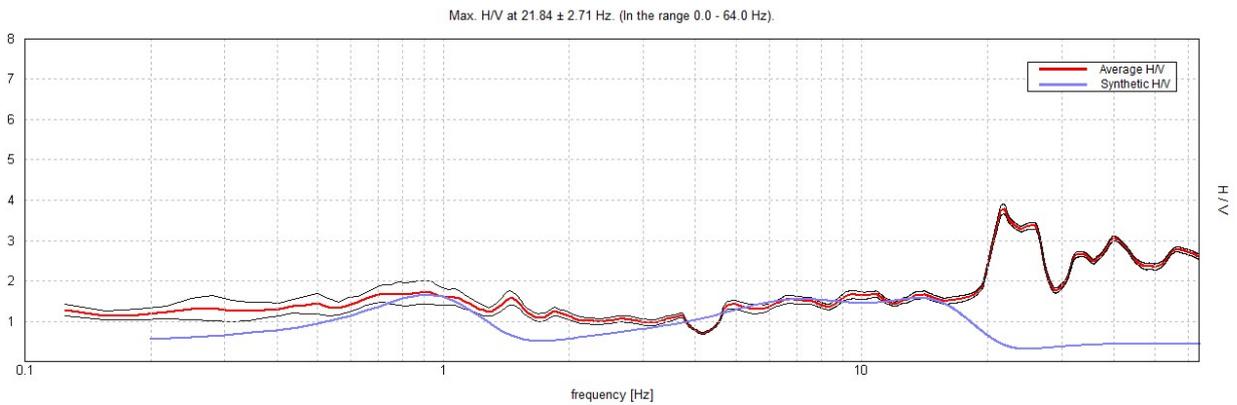
DIREZIONALITA' H/V



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI

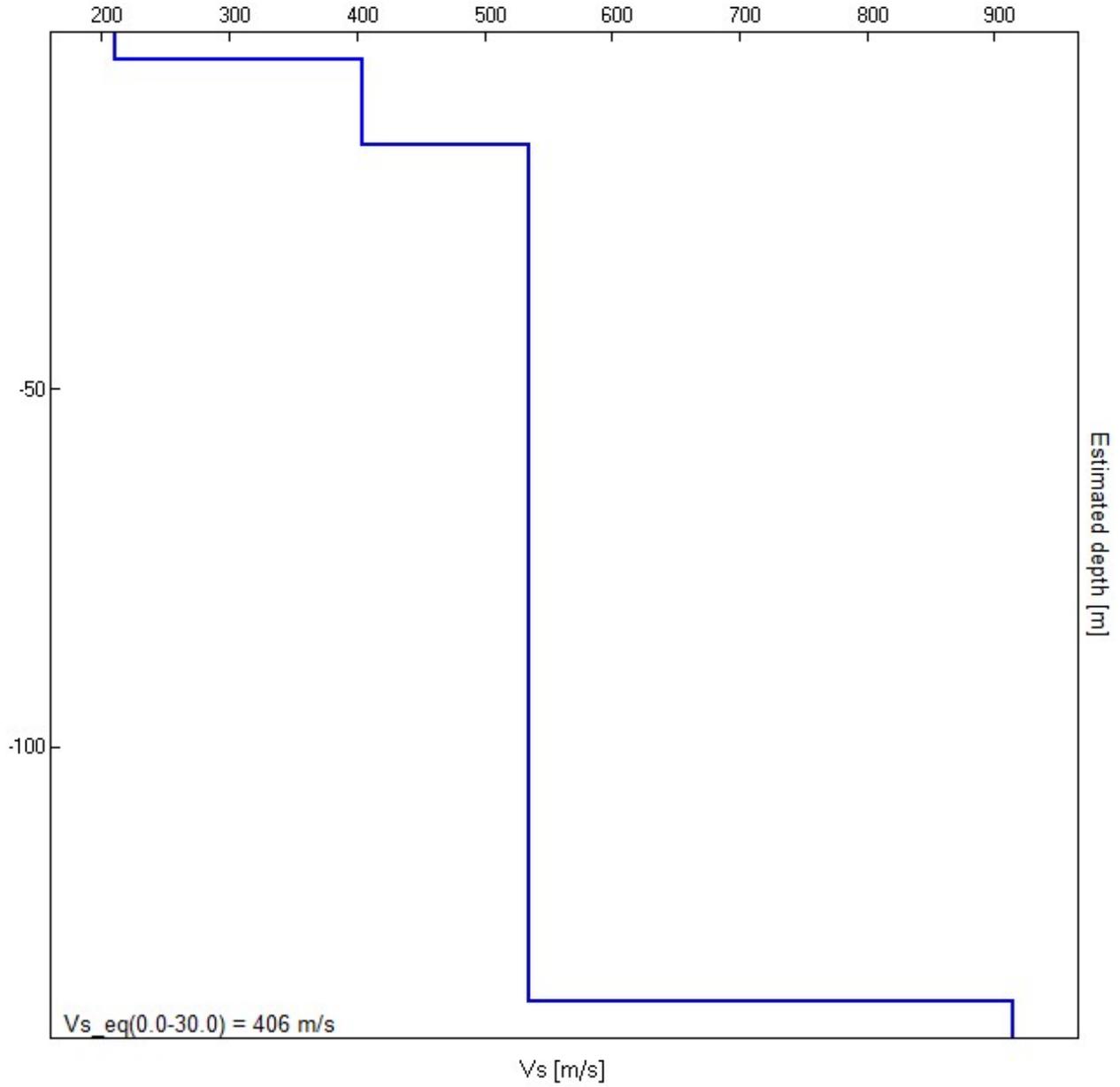


H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
3.70	3.70	210	0.44
15.70	12.00	405	0.42
135.70	120.00	535	0.42
inf.	inf.	915	0.40

$$V_{seq} (0.0-30.00) = 406 \text{ m/s}$$



Picco H/V a 21.81 ± 3.27 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

$f_0 > 10 / L_w$	$21.81 > 0.71$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$25956.9 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5$ Hz $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5$ Hz	Superato 0 volte su 525	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	19.438 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	28.125 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$3.87 > 2$	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.14996 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$3.27091 < 1.09063$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.1225 < 1.58$	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

ANALISI DI II LIVELLO SECONDO LA NORMATIVA REGIONALE VIGENTE

Adottando il criterio previsto dalla Normativa regionale, sulla base dell'andamento del profilo della velocità delle onde S ricavato con l'indagine geofisica, si è selezionata la scheda **sabbiosa**. Il periodo di oscillazione fondamentale della colonna lito-stratigrafica è stato misurato direttamente con l'indagine geofisica ed è risultato uguale a **1.06 s**. Utilizzando questo dato si sono ricavati i seguenti valori di Fa (fattori di amplificazione spettrali):

- Fa (nell'intervallo 0.1-0.5 s) = **1.00** < **1.5 + 0.1** (soglia comunale)
- Fa (nell'intervallo 0.5-1.5 s) = **1.69** < **1.7 + 0.1** (soglia comunale)



Valutazione dei fattori di amplificazione stratigrafici con il criterio della L.R. 11 Marzo 2005 n.12

Questi valori sono stati confrontati con quelli di soglia previsti dalla Normativa regionale, nel caso di sottosuolo di tipo B, per il Comune di **Montichiari (BS)** (1.5 e 1.7 rispettivamente).

I valori di Fa risultano inferiori a quelli di soglia.

TABELLA RIEPILOGATIVA PARAMETRI FONDAMENTALI

CATEGORIA SOTTOSUOLO	V _{seq} da p.c. (m/s)	Frequenza fondamentale f ₀ (Hz)	Periodo oscill. fondamentale (s)	Fa (int 0.1-0.5 s)	Fa (int 0.5-1.5 s)
B	406	21.81	1.06	1.00	1.69

Moniga del Garda (BS), 01 Luglio 2022

IL TECNICO
DOTT. GEOL. STEFANO SALVI

