

COMUNE DI MONTICHIARI (BS)

RELAZIONE GEOLOGICA PER LA REALIZZAZIONE MURI DI CINTA E PLATEA IN
CEMENTO ARMATO PER AREA COLLAUDI MEZZI DI SOLLEVAMENTO

(D.G.R. IX/2616 del 30/11/2011 - D.M. 17 gennaio 2018)

Committente:

Cormach srl

Geologo:

Dott. Rosario Spagnolo

Novembre 2023

San Giorgio Bigarello

Dott. Geol. Rosario Spagnolo

GEOLOGIA TECNICA-IDROGEOLOGIA

INDICE DEI CAPITOLI

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3	CLASSE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA DEL SITO	8
4	CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO	9
5	VINCOLI GEOLOGICI	10
6	RISCHIO ALLUVIONI (PGRA)	11
7	INQUADRAMENTO GEOLOGICO STRUTTURALE	11
8	ASSETTO MORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO	13
9	VULNERABILITA' DELL'ACQUIFERO	16
10	INQUADRAMENTO SISMICO	18
11	INDAGINE GEOGNOSTICA	20
12	PROFILO STRATIGRAFICO	20
12.1	PARAMETRI GEOTECNICI	20
13	ANALISI SISMICA	22
13.1	METODOLOGIA D'INDAGINE (MASW)	23
14	CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO	28
14.1	APPROFONDIMENTO DI 1° LIVELLO	29
14.2	APPROFONDIMENTO DI 2° LIVELLO	30
15	ANALISI DEGLI EFFETTI DI AMPLIFICAZIONE LITOLOGICA	32
16	PARAMETRIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	33
17	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO IN PROGETTO	38
19	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI IN CONDIZIONI SISMICHE	44
20	CONCLUSIONI	47

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: Ortofoto area in esame

Figura 2: Coreografia generale (estratto google maps, estratto catastale, estratto CTR)

Fig. 3: Estratto tavola della fattibilità

Fig. 4: Estratto tavola della pericolosità sismica

Fig. 5: Estratto tavola dei vincoli

Fig. 6: Estratto tavola PGRA

Fig. 7: Estratto della carta litologica

Fig. 8 Estratto della carta idrogeologica

Fig. 9: Estratto della carta della vulnerabilità

Fig. 10: Estratto della mappa della pericolosità sismica INGV

Fig. 11: Mappa della cartatterizzazione della magnitudo INGV

Fig. 12: Mappa della zonizzazione ZS9

Fig. 13: Estratto da google maps con ubicazione sondaggi

1 PREMESSA

L'intervento in progetto consiste nella realizzazione di muri di cinta e platea in cemento armato per area collaudi mezzi di sollevamento presso lo stabilimento della ditta Cormach srl, ubicata in via Madonnina n.27, in comune di Montichiari (BS).

L'area in cui ricade l'intervento è catastalmente identificata con foglio 94 e mappale 45-46-47-328, ed è inserita nella sezione della Carta Regionale Tecnica D6d4.

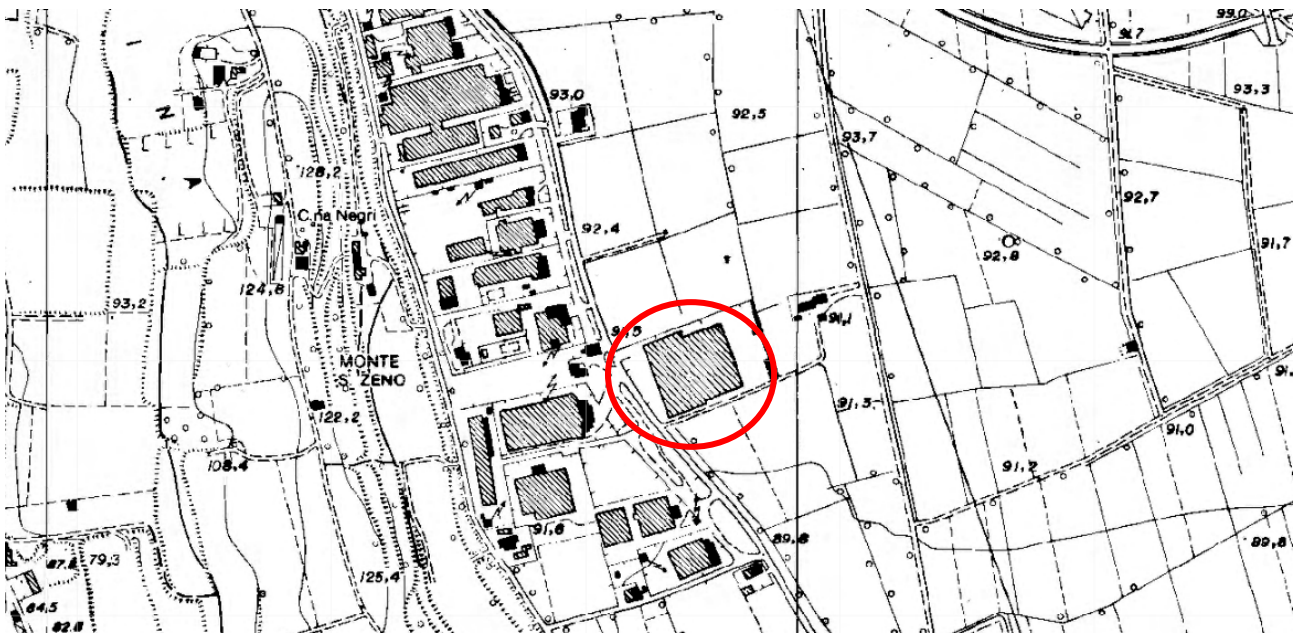


Figura 1: Ubicazione dell'intervento

Il presente studio, oltre che alla verifica delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni, è finalizzato alla valutazione della fattibilità geologica dell'intervento a progetto, alla verifica della sua compatibilità con le Norme Geologiche di Attuazione del PGT di Montichiari, all'individuazione delle problematiche e criticità di carattere geologico e geotecnico da approfondire nel corso degli accertamenti esecutivi. Proponendo particolare attenzione alla

interazione del progetto con l'assetto geomorfologico ed idrogeologico dell'intero settore e alle eventuali interferenze con le preesistenze poste al contorno dell'area di intervento.

Progetto di indagine geognostica

La campagna geognostica sarà così articolata:

- Esecuzione di 1 prova penetrometrica dinamica (SCPT) spinta alla profondità di 5,10 m da p.c.
- Esecuzione di 1 prova MASW finalizzata alla determinazione delle Vs necessaria alla definizione della categoria sismica del sottosuolo.

I valori registrati in profondità dalla prova, opportunamente integrati e commisurati con i dati geologici ed idrogeologici della zona, hanno consentito la determinazione dei seguenti parametri:

- ricostruzione e descrizione della stratigrafia del sottosuolo;
- individuazione della falda idrica;
- parametrizzazione geotecnica del terreno di fondazione;
- classificazione sismica dei terreni di fondazione come definito nel D.M. 17.01.18
- verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni dinamiche;
- verifica agli stati limiti

Il presente studio fornisce valutazioni e suggerimenti così come previsto dalla normativa vigente emanata con **D.M. 17.01.2018** *“Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”*. Tali disposizioni di legge stabiliscono i criteri da osservare per la *èianificazione delle indagini specialistiche e per le verifiche di fattibilità*.

L'analisi degli aspetti geologici del sito in esame è stata condotta utilizzando le informazioni rilevate durante i sopralluoghi effettuati ed integrate con le informazioni desunte dallo studio geologico comunale redatto a support del PGT, ed ai dati disponibili in letteratura.

Lo studio in oggetto si compone di due parti indipendenti (relazione geologica-relazione geotecnica ma tra loro correlate, in accordo con quanto richiesto dalle NTC 2018 (D.M. 17/01/2018 e Circolare del C.S.LL.PP. 7/2019 *“Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”*» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018).

Il metodo di studio seguito è quello contenuto nel D.g.r. n. IX/2616 del 30 novembre 2011: *“Aggiornamenti dei ‘Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell’art. 57, comma 1, della*

l.r. 11 marzo 2005, n. 12', approvati con d.g.r. 22 dicembre 2005, n.8/1566 e successivamente modificati con d.g.r. 30 novembre 2011, n.9/2616"

Nello studio geologico comunale di adeguamento alla sopracitata L.R. 12/05, nella redazione della carta di pericolosità sismica locale, il sito in esame è stato inserito nella zona sismica Z4c, il sito così come contemplato dalla normativa, necessità del 1° e 2° livello sismico di approfondimento per valutare il fattore di amplificazione sismica.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Di seguito vengono elencati le norme considerate per la stesura del documento in esame:

- AGI 1963: Nomenclatura geotecnica e classifica delle terre. "Geotecnica", n. 4;
- Legge n°. 64 del 02/02/1974: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- AGI 1977: Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche. "Quaderno", n. 1;
- D.M. LL.PP. 11 marzo 1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Pubblicato sul Suppl. Ord. alla G.U. n. 127 del 1 giugno 1988;
- C.M. LL.PP. n. 30483 del 1988: Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Circolare del 24 settembre 1988, a cura del Servizio tecnico centrale del ministero dei Lavori Pubblici;
- AGI 1990: Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio;
- D.M. 16 gennaio 1996: Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche;
- Circolare Ministero LL.PP. 15 ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C: Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 gennaio 1996;
- Circolare Ministero LL.PP. 10 aprile 1997 N. 65/AA.GG: Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 gennaio 1996.
- Ord. P.C.M. 20/03/2003 n. 3274: Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- D.M. 14.1.2008 "NTC";

- D.G.R. n° 2616 del 30.11. 2011: Aggiornamento dei "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio";
- D.G.R. n° X/6738 del 19 giugno 2017;
- D.M. 17 gennaio 2018 "approvazione delle nuove norme tecniche";
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- DM 30 aprile 2020 - DECRETO DEL MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI - Approvazione delle linee guida per l'individuazione, dal punto di vista strutturale, degli interventi di cui all'articolo 94-bis, comma 1, del d.P.R. 6 giugno 2001, n. 380, nonché delle varianti di carattere non sostanziale per le quali non occorre il preavviso di cui all'articolo 93;
- LR 20/2020;
- DGR 4317/2021 - Indirizzi per l'uniforme applicazione del decreto del ministro delle infrastrutture e dei trasporti 30 aprile 2020, "approvazione delle linee guida per l'individuazione, dal punto di vista strutturale, degli interventi di cui all'articolo 94 bis, comma 1, del decreto del presidente della repubblica 6 giugno 2001, n. 380, nonché delle varianti di carattere non sostanziale per le quali non occorre il preavviso di cui all'articolo 93".

3 CLASSE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA DEL SITO

Il comune di Montichiari si è dotato dello studio geologico, ai sensi della L.R. 12 del 2005, pertanto si è consultato la carta della fattibilità geologica per le azioni di piano, la stessa sintetizza l'attitudine delle differenti aree del territorio ai fini dell'edificabilità.

Il sito in progetto ricade all'interno della Classe seconda di fattibilità ovvero fattibilità con modeste limitazioni.

Il sito studiato, così come contemplato dalle norme geologiche prevede:

- indagine geotecnica con prove in sito (tale attività è stata svolta attraverso l'esecuzione delle prove penetrometriche eseguite in sito;
- esecuzione di rilevamento geologico di dettaglio;
- esecuzione di indagine geofisica.

Le norme geologiche, inoltre, prevedono approfondimenti di carattere idrogeologico e di verifica della soggiacenza della falda freatica, l'indagine dovrà prevedere l'analisi puntuale sulla vulnerabilità idrogeologica, in relazione alla tipologia dell'intervento.

Stralcio della tavola della fattibilità geologica



CLASSE 2 - FATTIBILITA' CON MODESTE LIMITAZIONI

2

2 - Area caratterizzata da grado di vulnerabilità della falda da mediamente alto ad alto; le caratteristiche geotecniche dei terreni sono generalmente buone

4 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO

La carta della pericolosità sismica locale fa ricadere l'area in esame in zona Z4a: zona di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi. Tale approfondimento dovrà verificare il fattore di amplificazione (Fa), qualora tale valore calcolato sia maggiore del valore soglia comunale si dovrà procedere al 3° livello di approfondimento, se invece rimane sotto soglia dovrà essere utilizzato lo spettro di risposta elastico previsto dal D.M. 17 gennaio 2018.



Legenda

Cedimenti

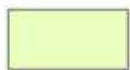


Z2a - Zone con terreni di fondazione particolarmente scadenti (riporti poco addensati)

Amplificazioni litologiche



Z4a - Zona di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi



Z4c - Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (comprese le coltri loessiche)



Indagini geofisiche lineari

5 VINCOLI GEOLOGICI

Non è stato riscontrato alcun vincolo di carattere geologico-idrogeologico.



Legenda

VINCOLI DERIVANTI DALLA PIANIFICAZIONE DI BACINO (L. 183/99)

Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI), approvato con d.p.c.m. 24 maggio 2001

--- Limite tra la Fascia A e la Fascia B

— Limite tra la Fascia B e la Fascia C

- · - Limite esterno della Fascia C

Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA)

AMBITO TERRITORIALE RETICOLO PRINCIPALE (RP)

■ Area P3/H - Area potenzialmente interessata da alluvioni frequenti

■ Area P2/M - Area potenzialmente interessata da alluvioni poco frequenti

■ Area P1/L - Area potenzialmente interessata da alluvioni rare

AMBITO TERRITORIALE RETICOLO SECONDARIO DI PIANURA (RSP)

■ Area P3/H - Area potenzialmente interessata da alluvioni frequenti

■ Area P2/M - Area potenzialmente interessata da alluvioni poco frequenti

AREE DI SALVAGUARDIA DELLE CAPTAZIONI A SCOPO IDROPOTABILE

■ Zona di tutela assoluta

■ Zona di rispetto

VINCOLI DI POLIZIA IDRAULICA

■ Fasce di rispetto del Reticolo Idrico Principale

■ Fasce di rispetto del Reticolo Idrico Minore

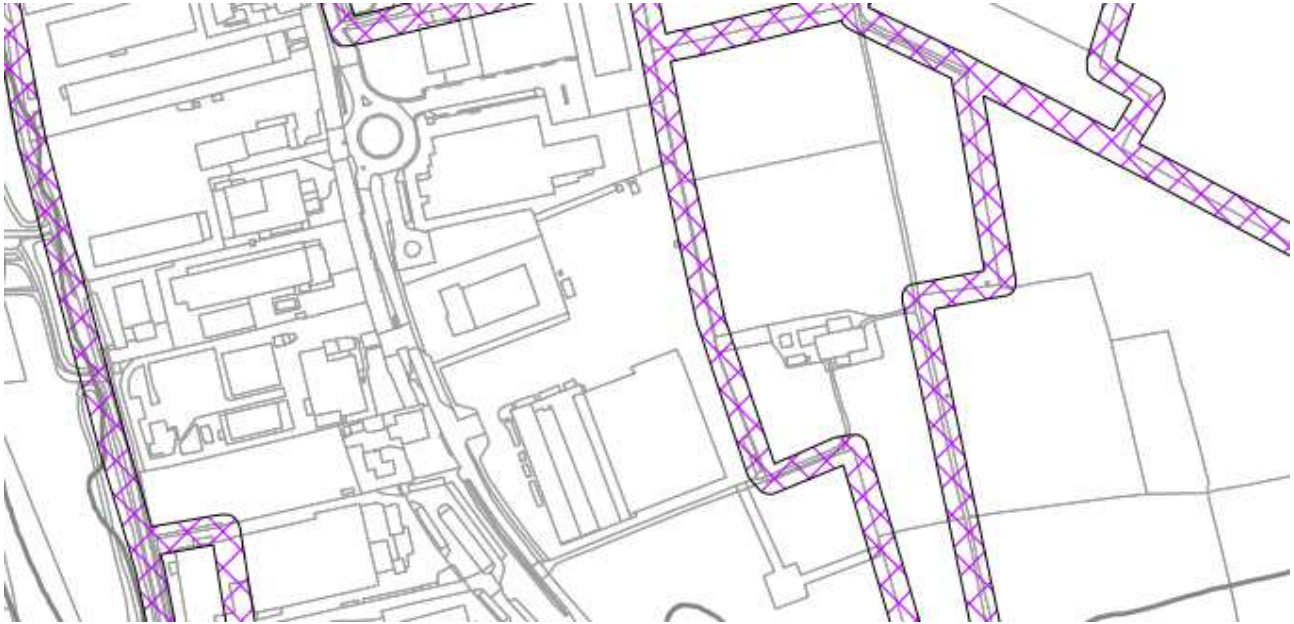
■ Fasce di rispetto del Reticolo Idrico di Bonifica

6 RISCHIO ALLUVIONI (PGRA)

In riferimento alla D.G.R. n° X/6738 si è consultata la mappa nel geoportale della Regione Lombardia riguardante le aree a rischio alluvioni al fine di verificare la pericolosità e il rischio idraulico del sito in progetto.

Dalla verifica effettuata il sito in esame non ricade all'interno di aree interessate da alluvioni.

Estratto carta dei vincoli



7 INQUADRAMENTO GEOLOGICO STRUTTURALE

La genesi geologica del territorio comunale è riferibile alle numerose avanzate glaciali che nel Quaternario hanno interessato l'area alpina e padana, con il protendersi dei ghiacciai fino alle zone di pianura, deponendovi sedimenti che rimangono a testimonianza degli eventi che li hanno generati.

Le avanzate glaciali e i ritiri hanno determinando l'anfiteatro morenico, le cerchie moreniche segnano le diverse fasi di espansione dei ghiacciai; da un punto di vista cronostatigrafico le cerchie moreniche possiedono in linea generale età crescente allontanandosi dalla linea di riva del Garda.

Durante lo scioglimento delle masse glaciali si originavano torrenti fluvioglaciali che smantellavano i cordoni morenici già formati e deponevano il materiale nelle depressioni rimaste entro le diverse cerchie. Sono stati interessati dall'erosione degli scaricatori fluvioglaciali i cordoni mindeliani.

Tra i rilievi morenici sono presenti ampi ripiani, delimitate da scarpate, che corrispondono a terrazzi formatisi durante le fasi di ritiro del ghiacciaio. Il dilavamento del fronte delle masse di ghiaccio ad

opera delle acque di fusione, ha determinato l'accumulo di materiali a contatto con le stesse masse glaciali.

In alcuni casi il modellamento dei cordoni morenici è avvenuto ad opera degli scaricatori fluvioglaciali, in grado di smantellare parzialmente i rilievi morenici precedentemente depositi. Talora le cerchie moreniche appaiono discontinue a seguito dell'azione di sfondamento praticata dagli stessi corsi d'acqua fluvioglaciali.

Le aree pianeggianti esterne all'anfiteatro morenico sono costituite dalle alluvioni depositate dagli scaricatori delle acque di disgelo nella fase post-wurmiana.

I sedimenti trasportati e depositati da un ghiacciaio si presentano poco selezionati, costituiti da un miscuglio eterogeneo di massi, ghiaia, sabbia e sedimenti fini; mentre i depositi fluvio-glaciali si presentano geometricamente ordinati e sottoposti a una cernita granulometrica.



Unità geomorfologiche

	Colline moreniche - Depositi glaciali (dg) - Pleistocene medio
	Alta pianura fluvioglaciale - Depositi fluvioglaciali (fg) - Pleistocene superiore
	Piano di Rò – Depositi fluvioglaciali (fg*) – Pleistocene superiore
	Piano di Dugali di Sotto – Depositi fluviali (al*) – Olocene
	Piano delle alluvioni fluviali attuali e recenti (al) – Depositi fluviali - Olocene

8 ASSETTO MORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

Dalla carta risulta evidente come il comune di Montichiari sia caratterizzato da differenti aree geomorfologiche, a sviluppo longitudinale, distinte in: colline moreniche di origine glaciale, 4 terrazzi fluviali e un'asta fluviale con le proprie barre fluviali progradanti e barre di meandro. Considerando come di riferimento l'asta fluviale è possibile suddividere idealmente il territorio comunale in due settori: uno occidentale ed uno orientale caratterizzati rispettivamente da elementi morfologici distinti. Il settore occidentale presenta quattro terrazzi fluviali, di cui uno a carattere regionale e denominato Piano Generale Terrazzato, e tre di carattere locale, generati dalle attività di erosione e deposizione del Fiume Chiese. Il settore orientale è invece caratterizzato dalla presenza, oltre che del Piano Generale Terrazzato, delle colline moreniche ubicate in senso longitudinale, parallelamente al Fiume Chiese cui corso è probabilmente influenzato dalla presenza di tali depositi morenici.

Tutto il territorio comunale è caratterizzato da una debole, costante ed omogenea inclinazione/pendenza verso sud. Il Piano Generale Terrazzato corrisponde al livello fondamentale della pianura, è sostanzialmente degradante verso sud e nel caso specifico corrisponde alle zone relativamente più rilevate del territorio comunale.

Su di esso sono ubicati il paese di Montichiari, le località Fascia d'Oro, Novagli, Chiarini e Boschetti.

Questa vasta superficie tabulare, geologicamente la più antica del territorio comunale, preserva antiche linee di deflusso superficiale con andamento complessivamente in senso NE-SW e una morfologia ondulata accentuata da discontinue scarpate di debole rigetto. Nel settore occidentale del territorio comunale il PGT presenta le sue quote più elevate (124 m) ed è rappresentato da un'area generalmente pianeggiante e debolmente degradante verso ovest; nel settore orientale il PGT è invece caratterizzato da un andamento prevalentemente ondulato con aree più o meno rilevate allungate in senso N-S e quote massime di 121 m.

L'andamento degradante verso S generale determina un abbassamento di quote del PGT a valori altitudinali di 77 m.

Il limite del PGT con i terrazzi adiacenti è costituito per lo più da una scarpata continua disposta in senso N-S di rigetto inferiore a 10 m nella porzione centro/settentrionale mentre nella porzione meridionale la scarpata è sostituita da una stretta area di raccordo tra i due terrazzi.

La litologia del terrazzo corrisponde a depositi legati a processi fluvio-glaciali, sostanzialmente di natura ghiaioso/sabbiosa. Le uniche forme glaciali presenti nel territorio comunale di Montichiari corrispondono all'edificio morenico, formato da depositi costituenti la cerchia esterna dell'anfiteatro benacense.

L'edificio morenico è costituito da un sistema di colline, e dalle adiacenti aree di raccordo che, allungate e allineate in senso longitudinale in sinistra del Chiese, probabilmente ne hanno influenzato il corso.

La natura è caratteristica dei depositi morenici: grossolana, mal classata, con abbondante matrice siltosa, altamente impermeabile. La struttura è stata distinta in tre aree differenti su base morfologica: il ripiano sommitale (comprensivo dei pendii più dolci), i pendii acclivi laterali e le pianeggianti aree di raccordo con la circostante pianura.

Il pianalto sommitale corrisponde alle aree delle colline moreniche caratterizzate da pendii di bassa-media acclività, ondulate sul piano più rilevato, che raggiunge quote di 149 m, e mostranti raramente discontinue scarpate di debole rigetto.

Le aree con pendenze più dolci sono adibite all'attività agricola che ne modella ancor più la morfologia. Con pendio acclive si intendono i fianchi delle colline ad elevate acclività con una folta vegetazione arborea che stabilizza il terreno e caratterizza queste strette e discontinue aree.

Appartiene a questo gruppo morfologico anche un piccolo impluvio con pendenze elevate dove la vegetazione è sostanzialmente erbosa. Le aree di raccordo dell'edificio morenico sono interposte tra le colline vere e proprie e la pianura circostante, presentano quote e morfologia simili alla pianura stessa ma sono soprattutto distinguibili per il tipo di deposito che le costituisce.

Queste aree sono pianeggianti e a volte rilevate e delimitate da scarpate rispetto alla pianura circostante.

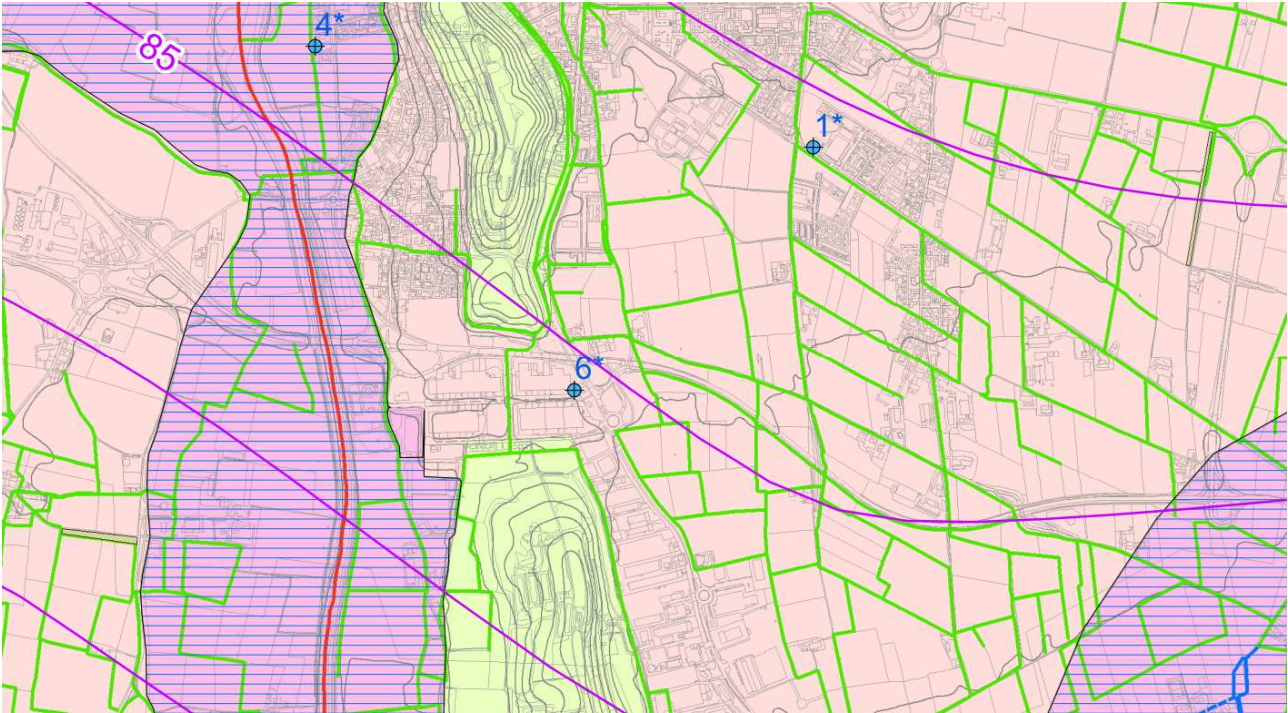
Su una di queste è impostata parte dell'attività industriale. La maggior parte del centro abitato di Montichiari si sviluppa infine in una zona relativamente rilevata attorno ad una collina morenica.

La forte urbanizzazione compromette, nonostante il riconoscimento di alcune scarpate, la delimitazione dei vari elementi morfologici del centro, nello specifico le aree appartenenti all'edificio morenico e quelle appartenenti al PGT.

L'area in esame è sita su una spianata tra Montichiari e Castiglioni delle Stiviere in una zona morenica formatasi dall'avanzamento dei ghiacciai. La zona si trova in una zona di transizione tra le colline moreniche e la pianura Padana.

La falda è stata intercettata a 5 m da p.c..

Estratto della carta idrogeologica



— Liens isopiezometrica e relativa quota in m s.l.m. relativa a maggio 2014 (PTUA 2016)

⊕ Pozzo ad uso idropotabile (* = con stratigrafia)

⊛ Fontanile attivo

⊛ Fontanile inattivo

9 VULNERABILITA' DELL'ACQUIFERO

Per la valutazione della vulnerabilità intrinseca delle acque di falda, che dipende dalle caratteristiche naturali, climatiche, pedologiche e idrogeologiche del sistema, tutte le metodologie si basano sull'esame e la sovrapposizione di alcune informazioni tematiche, più o meno approfondite e quantificate, riferite sostanzialmente:

- alle caratteristiche del suolo e la sua capacità di attenuazione della vulnerabilità;
- alle caratteristiche dello strato insaturo, sovrastante la falda, e alla sua capacità di trasmettere gli inquinanti alla falda;
- alle caratteristiche idrogeologiche e alla profondità delle falde idriche.

La vulnerabilità degli acquiferi non dipende solo dai parametri naturali, ma anche dalle pressioni a cui l'ambiente è sottoposto, sotto forma di centri di pericolo e fonti di inquinamento.

Nel caso in esame si è adottata una metodologia di valutazione della vulnerabilità complessiva, basata su più stadi di elaborazione e tematismi.

La vulnerabilità quindi rappresenta il grado di protezione degli acquiferi soggiacenti il territorio più o meno antropizzato, ed indica la suscettibilità specifica dei sistemi acquiferi ad ingerire e diffondere un inquinante idroveicolato. Essa dipende dalle caratteristiche idrodinamiche dell'acquifero e dalla litologia del terreno non saturo soprastante.

I fattori presi in considerazione per la valutazione della vulnerabilità sono:

- tipo e grado di permeabilità dei depositi;
- tipo e spessore di eventuali coperture a granulometria fine e con bassa permeabilità;
- presenza di livelli ghiaiosi sotterranei;
- soggiacenza della superficie piezometrica dell'acquifero;
- condizioni geomorfologiche particolari, quali la presenza di importanti paleoalvei o di terrazzi fluviali.

Il principio su cui si basano tutti i metodi esistenti è quello di dare una valutazione ai diversi tipi di parametri presi in considerazione, valutazione che non può che essere arbitraria, con la quale si attribuiscono dei punteggi relativi alla funzione che il parametro assunto svolge nel contesto indagato.

L'assunzione dei parametri è pertanto legata alla possibilità di reperire gli stessi: in modo empirico, da fonti bibliografiche, tramite prove dirette di vario genere (carotaggi, prove di portata, piezometrie, granulometrie, prove di laboratorio ecc.).

La scelta del metodo è inoltre condizionata anche dalla possibilità di reperire in modo

omogeneo su un territorio i valori necessari alla parametrizzazione.

In tale metodo i fondamentali fattori presi in considerazione, che controllano la vulnerabilità sono:

- **l'accessibilità idraulica**, intesa come l'effettiva possibilità che un inquinante idroportato abbia per giungere nello strato saturo;
- **la capacità di attenuazione** dell'insaturo, ossia l'insieme dei processi che portano a diminuire la concentrazione dell'inquinante. Questi fattori si esplicano nella valutazione della vulnerabilità intrinseca tramite i seguenti parametri d'ingresso;
- tipo di acquifero (falda libera, confinata, semiconfinata...);
- litologia e grado di consolidazione dell'insaturo;
- soggiacenza.

Dalla elaborazione di tutti i fattori elencati l'area presenta una vulnerabilità alta.



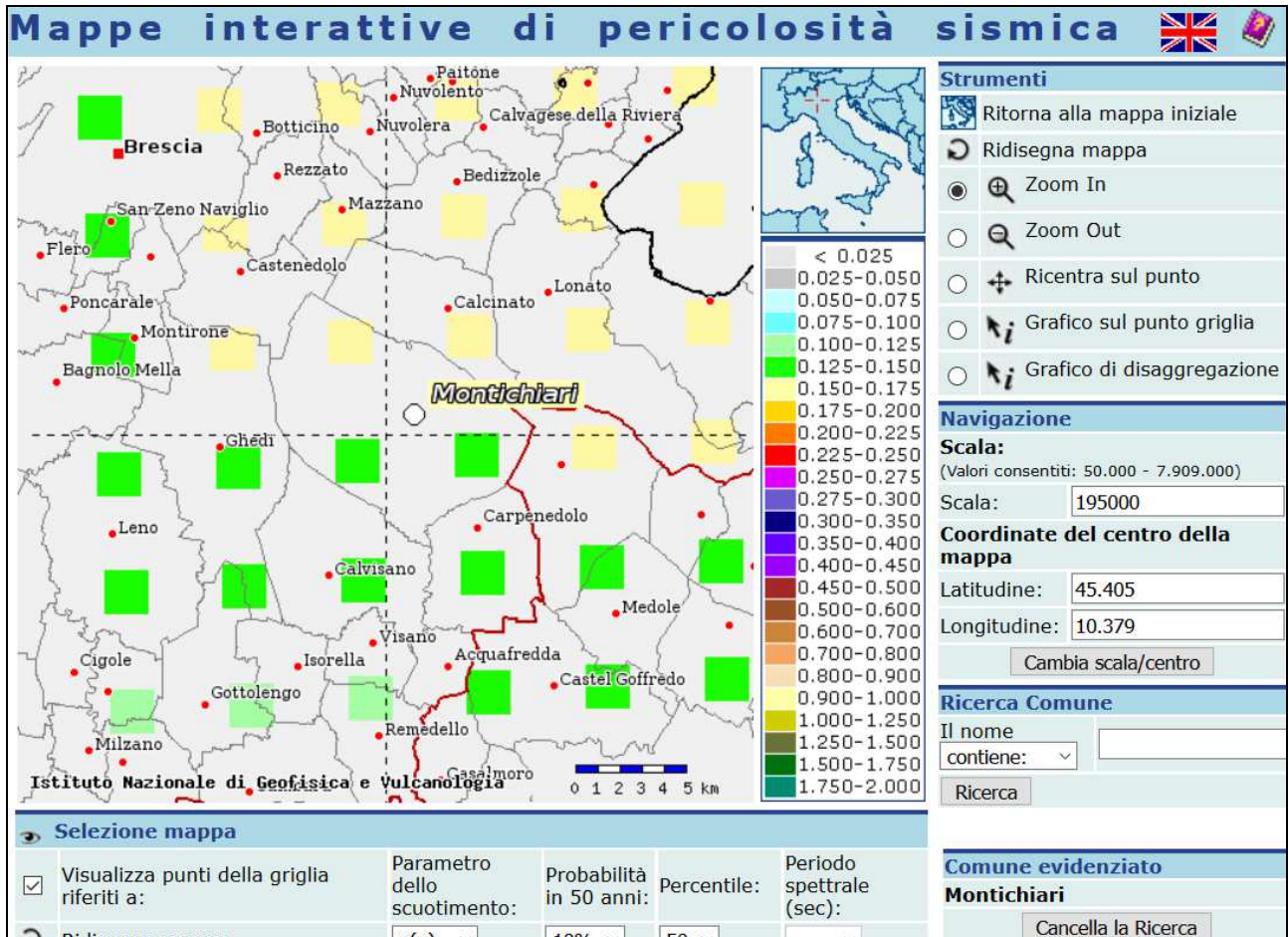
Elementi idrogeologici

	Area a vulnerabilità delle acque sotterranee molto alta
	Area a vulnerabilità delle acque sotterranee alta
	Area a vulnerabilità delle acque sotterranee mediamente alta
	Area a vulnerabilità delle acque sotterranee medio-bassa

10 INQUADRAMENTO SISMICO

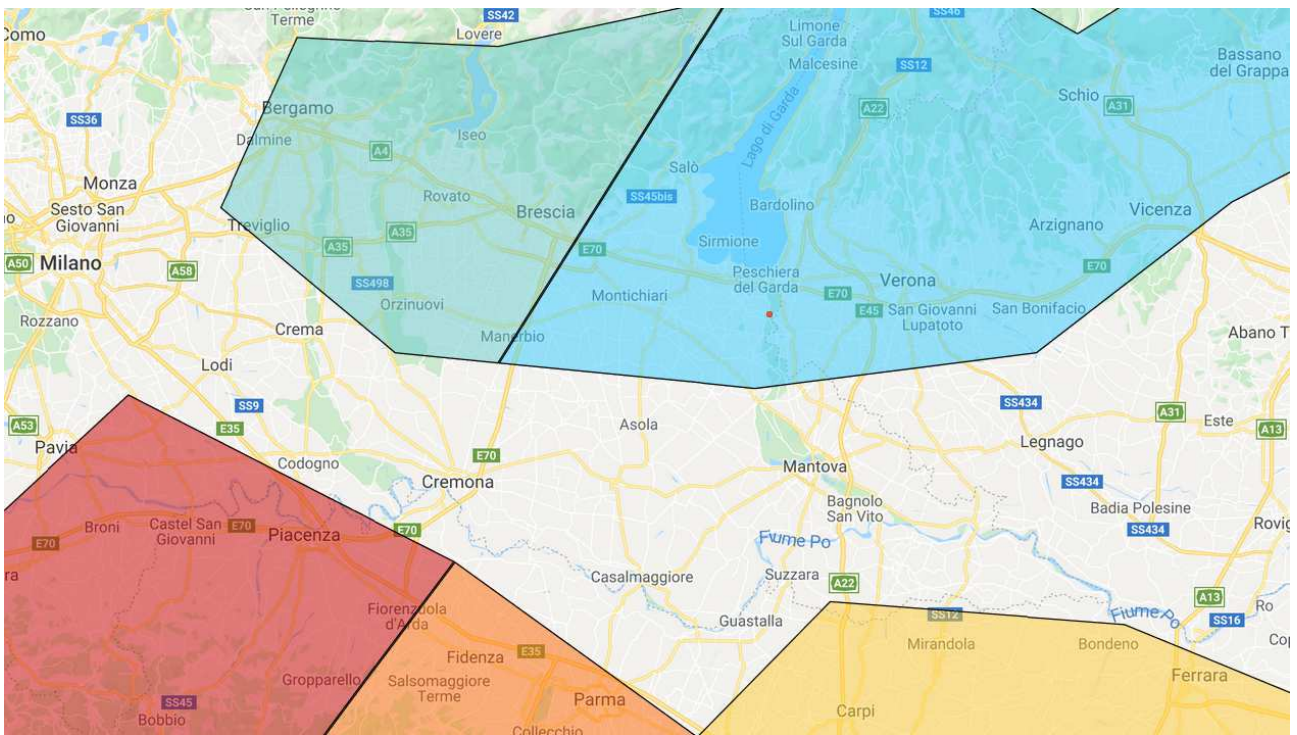
PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

La DGR n. X/2129 del 14 luglio 2014 la Regione Lombardia ha classificato il comune di Montichiari inserendolo in zona sismica 2. Nella tabella seguente si riportano i valori di accelerazione (ag max) previsti dalla DGR per il comune in esame.

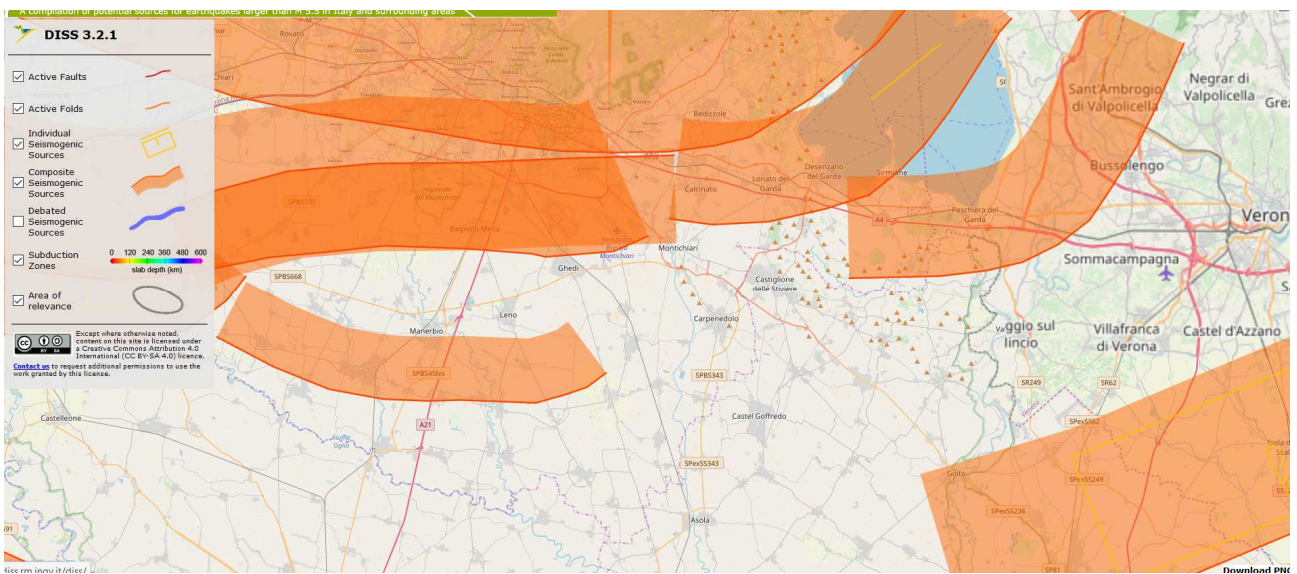


Per determinare il carattere sismogenetico dell'area del comune di Montichiari si è presa in considerazione la pubblicazione dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia nella quale è stato mappato il territorio nazionale in zone sismogenetiche: il territorio comunale si colloca in vicinanza della zona sismogenetica 906 (Garda Veronese) e a circa 75 Km a nord-est della zona sismogenetica 913 (Appennino Emiliano Romagnolo).

La zona sismogenetica 906 è legata alla convergenza tra la placca tettonica Adria e la placca tettonica Southern Alps con strutture a pieghe sud vergenti e faglie inverse associate (thrusts prevalenti). La zona sismogenetica 913 è legata allo sprofondamento passivo della litosfera adriatica (placca tettonica Adria) sotto il sistema di catene nell'Arco Appenninico Settentrionale con cinematismi attesi di sovrascorrimento e faglie trascorrenti aventi assi SW-NW.



Tale zona, come dalle rilevazioni dell'INGV, è caratterizzata da una magnitudo massima di 6.60 M_w .



Zonazione sismogenetica ZS9 in relazione alla distribuzione delle sorgenti sismo genetiche

11 INDAGINE GEOGNOSTICA

Per conoscere in dettaglio la stratigrafia del terreno in profondità è stata eseguita una prova penetrometrica dinamica. Questo tipo di prova consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta ad una estremità di un'asta di acciaio.

La resistenza del terreno è funzione diretta della resistenza alla punta necessaria per l'approfondimento dell'asta; con l'aumentare della profondità, vengono giuntate aste successive per la misura del numero dei colpi.

Le metodologie ed i risultati dei dati acquisiti sono finalizzati alla definizione dei seguenti punti:

- ricostruzione degli orizzonti litostratigrafici presenti;
- caratterizzazione dell'assetto idrogeologico locale;
- parametrizzazione geotecnica e geofisica dei terreni di fondazione.

12 PROFILO STRATIGRAFICO

La prova è stata spinta alla profondità di 5.10 m da p.c. oltre alla quale il penetrometro è andato a rifiuto. Si è verificato lo spessore dei depositi superficiali e si sono potuti ricavare i principali parametri geotecnici del terreno a contatto con le fondazioni. Lo spessore totale di tali depositi è stato comunque verificato utilizzando i dati dell'analisi di sismica (masw).

SCPT	
A	0.0 - 0.40 m terreno vegetale con materiale di riporto
B	0.40 - 5.10 m deposito sabbioso-ghiaioso

La falda è stata intercettata durante il sondaggio a 5 m da p.c..

12.1 PARAMETRI GEOTECNICI

La prova penetrometrica ha permesso di individuare le caratteristiche degli strati posti al di sotto del piano campagna in modo da definire le litozone, il più possibile omogenei da un punto di vista meccanico, da utilizzare per la determinazione di sezioni geotecniche adeguate ai fini del calcolo della capacità portante e dei cedimenti. Le unità litotecniche sono state definite in funzione della loro resistenza all'avanzamento della punta penetrometrica.

Parametro Formula utilizzata

Dr (densità relativa) Terzaghi – Peck (1967)

f (angolo di attrito efficace) Hatanaka – Uchida (1996)

E' (modulo di deformazione elastica) AASHTO (1996)

M (modulo edometrico) Shultze e Muhs (1966)

g (peso di volume) Bruschi (1980-2005)

Cu (coesione) Bruschi (2004).

Per ogni parametro, per ciascuna delle unità litotecniche in cui è stato diviso il sottosuolo, è stato valutato il valore caratteristico utilizzando l'approccio statistico (come suggerito negli Eurocodici si è considerato il 5-percentile).

Tutti i valori dei parametri che compaiono nelle seguenti tabelle, utilizzati nei calcoli dei paragrafi successivi, sono quindi valori caratteristici, cioè valori rappresentativi del parametro considerato all'interno di ciascun strato (D.M. 14.09.2005 - D.M. 17.01.2018 – Circolare 21.01.2019).

In allegato si riportano le distribuzioni di probabilità del campione di misure ricavate dalle indagini, la distribuzione della media con il relativo C.O.V. e il valore caratteristico di alcuni dei parametri più sotto riportati.

ORIZZONTE A

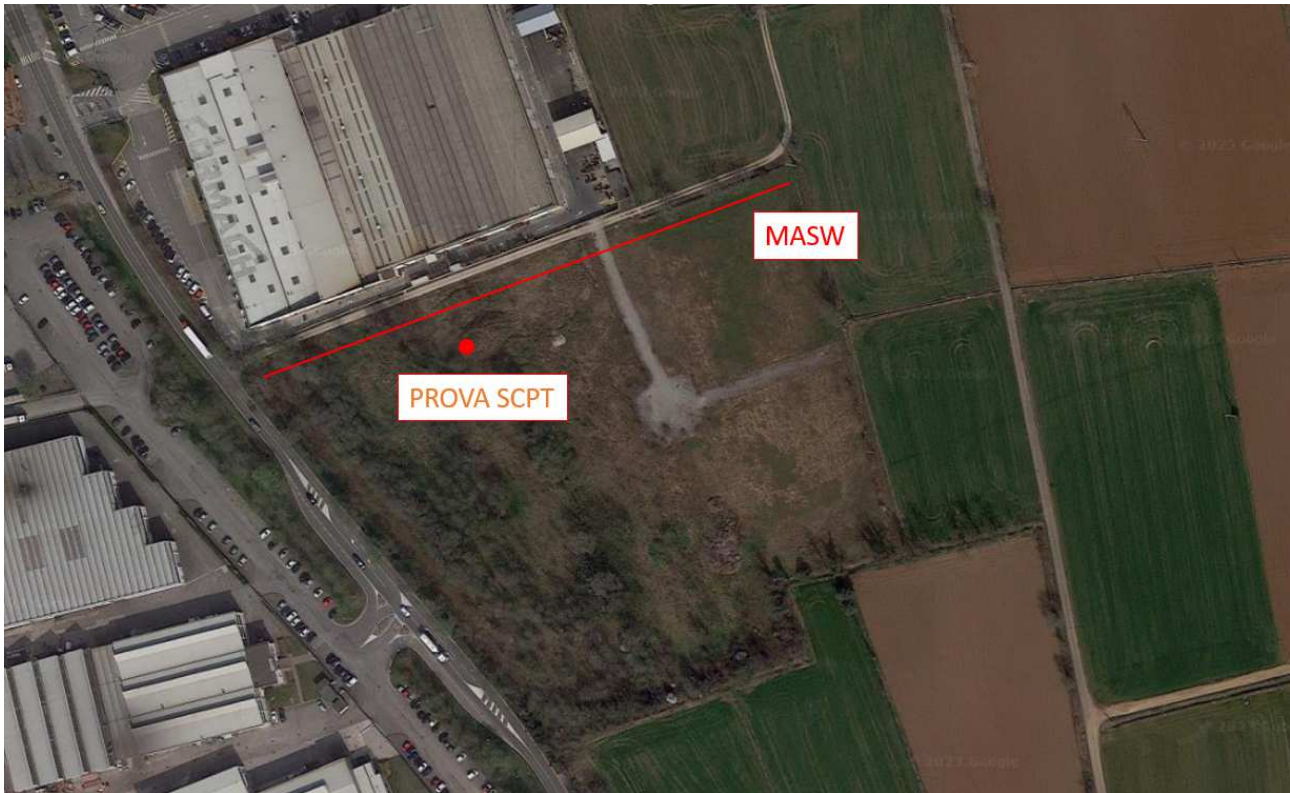
Da 0.00 a 0.40 m da p.c.: si ha un terreno vegetale con materiale di riporto. Poichè questo strato è da scoticare i paramentri geotecnici non vengono riportati.

ORIZZONTE B

Da 0.40 a 5.10 m da p.c.: si ha un deposito sabbioso-ghiaioso. Vengono di seguito riportati i parametri geotecnici.

γ	1.90 T/m ³	Peso unitario del terreno
γ'	0.95 T/m ³	Peso unitario del terreno in falda
ϕ	29°	Resistenza al taglio drenata
ϕ_{cv}	28°	Resistenza al taglio a volume costante
Mo	140 Kg/cm ²	Modulo edometrico
Vs	320 m/sec	Velocità delle onde S

Ubicazione delle indagini su planimetria



13 ANALISI SISMICA

Al fine di verificare il comportamento sismico dei terreni di fondazione è stata condotta una specifica indagine per determinare la velocità di propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo. In particolare è stato eseguito uno stendimento di sismica multicanale con acquisizione delle onde superficiali, finalizzato alla definizione della velocità di propagazione delle onde s nei primi 30 m di profondità dal p.c. (V_{s30}) come richiesto dalla normativa vigente.

E' stata condotta una indagine geofisica di sismica per ricavare una caratterizzazione dinamica del sottosuolo nelle prime decine di metri con l'individuazione delle principali unità geofisiche presenti. L'indagine è consistita in uno stendimento di sismica posizionato, così come riportato nella foto sopra riportata, in modo da mantenere la linearità dello stendimento ed evitare il disturbo. La lunghezza dello stendimento è di 37,5 metri.

Lungo lo stendimento sono stati posizionati 12 geofoni monocomponente verticali, del tipo elettromagnetico a bobina mobile con frequenza propria di 10 Hz, in grado di tradurre in segnale elettrico la velocità con cui il suolo si sposta al passaggio delle onde sismiche prodotte da una sorgente energizzante costituita da una massa battente verticale. Si è ripetuto lo stendimento utilizzando dei geofoni orizzontali con frequenza di 10 Hz, posizionati longitudinalmente allo stendimento e generando una sollecitazione sismica verticale, per la misura della velocità della

componente longitudinale delle onde di Rayleigh R. La distanza tra i geofoni è stata fissata in 3 m. Si è utilizzato un punto di energizzazione posto all' estremità, a 7 m di distanza dal primo geofono.

13.1 METODOLOGIA D'INDAGINE (MASW)

Nelle prospezioni sismiche per le quali si utilizzano le onde di tipo P, la maggior parte dell'energia sismica totale generata si propaga come onde superficiali di tipo Rayleigh.

Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente in frequenza di queste onde è caratterizzata da una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) e quindi da una diversa lunghezza d'onda. Questa proprietà si chiama *dispersione*. Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di volume (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali.

La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (**Vs**), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di **Rayleigh** è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali.

Per ottenere un profilo verticale di velocità **Vs** bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore. Una molteplicità di tecniche diverse sono state utilizzate nel tempo per ricavare la curva di dispersione, ciascuna con i suoi vantaggi e svantaggi.

La configurazione base di campo e la routine di acquisizione per la procedura MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) sono generalmente le stesse utilizzate in una convenzionale indagine a rifrazione. MASW può essere efficace anche con solo dodici canali di registrazione collegati a geofoni verticali a bassa frequenza (4.5 Hz).

Le componenti a bassa frequenza (lunghezze d'onda maggiori), sono caratterizzate da forte energia e grande capacità di penetrazione, mentre le componenti ad alta frequenza (lunghezze d'onda corte), hanno meno energia e una penetrazione superficiale. Grazie a queste proprietà, una metodologia che utilizzi le onde superficiali può fornire informazioni sulle variazioni delle proprietà elastiche dei materiali prossimi alla superficie al variare della profondità. La velocità delle onde **S** (**Vs**) è il fattore dominante che governa le caratteristiche della dispersione.

La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

acquisizione dei dati sperimentali;

estrazione della curva di dispersione;

inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs (profilo 1-D), che descrive la variazione di Vs con la profondità.

Una mappa bidimensionale (mappa 2-D) può essere costruita accostando e sovrapponendo più profili 1-D consecutivi.

PROGETTO D'INDAGINE

Il sondaggio sismico di tipo MASW è stato eseguito utilizzando un sismografo digitale, in grado di registrare i segnali provenienti da geofoni a componente verticale e orizzontali e di permettere, grazie ad un software di elaborazione interno, un rapido controllo della qualità della registrazione, consentendo un processing preliminare dei dati in situ.

Le impostazioni dei parametri di acquisizione dello strumento, scelti in funzione del tipo di indagine eseguito, della lunghezza dello stendimento, del grado di risoluzione ricercato, delle condizioni ambientali rispetto alle fonti di rumore e tenendo conto della relativa uniformità delle successioni sedimentarie presenti nelle zone indagate, sono riportate in tabella 3.

TIPO DI INDAGINE	INTERVALLO DI CAMPIONAMENTO	NUMERO DI CAMPIONI	DURATA DI REGISTRAZIONE
MASW	250 μ s	4096	1024 ms

Tabella 3 - Parametri di acquisizione del profilo sismico di tipo MASW.

Una massa del peso di 8 kg, battente su una piastra metallica, fissata al terreno in posizione verticale, è stata utilizzata come dispositivo in grado di generare onde sismiche.

Per l'elaborazione dei dati non è stata necessaria una correzione topografica dei dati.

L'elaborazione e l'interpretazione dei dati sismici di tipo MASW è stata eseguita con l'ausilio del software winMASW, che consente di analizzare dati sismici (common-shot gathers) acquisiti in campagna in modo tale da poter ricavare il profilo verticale della VS (velocità delle onde di taglio).

Tale risultato viene ottenuto tramite inversione delle curve di dispersione delle onde di Rayleigh, determinate tramite la tecnica MASW.

La procedura si sviluppa in due operazioni svolte in successione:

- 1) determinazione dello spettro di velocità (sul quale l'utente deve identificare la curva di dispersione);
- 2) inversione della curva di dispersione (precedentemente individuata) attraverso l'utilizzo di algoritmi genetici (detti anche evolutivi).

I comuni metodi lineari forniscono, infatti, soluzioni che dipendono pesantemente dal modello iniziale di partenza che l'utente deve necessariamente fornire. Per la natura del problema (inversione delle curve di dispersione), la grande quantità di minimi locali porta necessariamente ad attrarre il modello iniziale verso un minimo locale che può essere significativamente diverso da quello reale (o globale). In altre parole, i metodi lineari richiedono che il modello di partenza sia già di per sé vicinissimo alla soluzione reale. In caso contrario il rischio è quello di fornire soluzioni erranee.

Gli algoritmi evolutivi (come altri analoghi) offrono invece un'esplorazione molto più ampia delle possibili soluzioni. A differenza dei metodi lineari non è necessario fornire alcun modello di partenza. E' invece necessario definire uno "spazio di ricerca" (search space) all'interno del quale vengono valutate diverse possibili soluzioni. Quella finale viene, infine, proposta con una stima della sua attendibilità (deviazioni standard), ottenuta grazie all'utilizzo di tecniche statistiche. Il principale punto di forza di WinMASW è quindi proprio quello di fornire risultati molto più robusti rispetto a quelli possibili con altre metodologie, arricchiti anche da una stima dell'attendibilità. Tali caratteristiche vengono ottenute a prezzo di uno sforzo computazionale piuttosto intensivo che si riflette in tempi macchina più lunghi rispetto quelli comunemente necessari coi metodi di inversione lineare (che però rischiano di fornire risultati piuttosto imprecisi). Tali tempi di calcolo dipendono dai parametri scelti dall'utente per l'inversione dei dati.

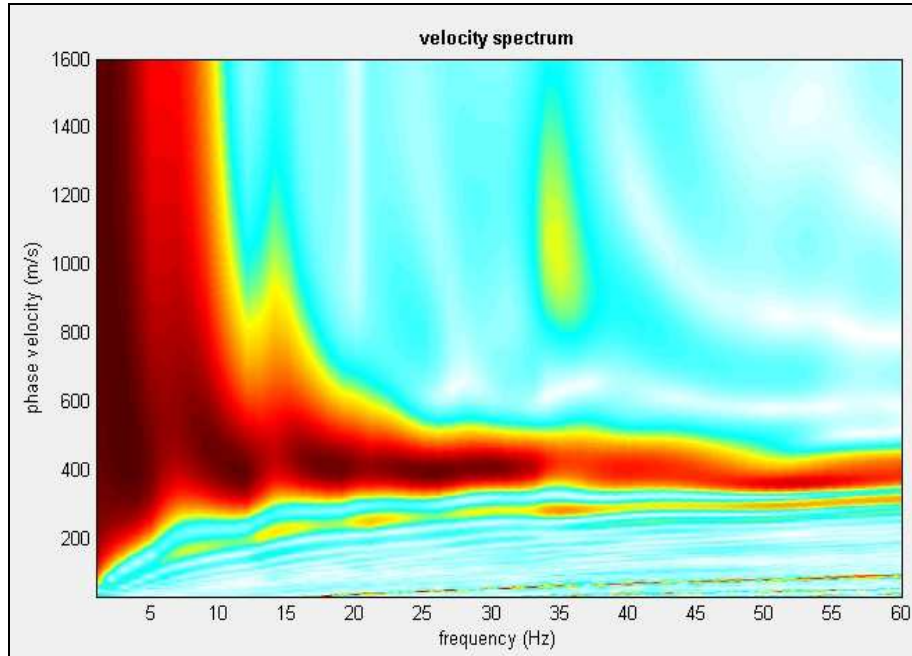
INTERPRETAZIONE del profilo sismico di tipo masw

Per l'esecuzione del profilo sismico di tipo MASW, sono state eseguite due energizzazioni verticali agli estremi dello stendimento, per ottimizzare e vincolare il processo di inversione dei dati.

Grazie alle conoscenze geologiche dell'area in esame, si è stabilito di utilizzare, per l'interpretazione dei dati acquisiti, una modellistica a 3 strati. La curva di dispersione relativa al sondaggio sismico eseguito è mostrata in figura 6.

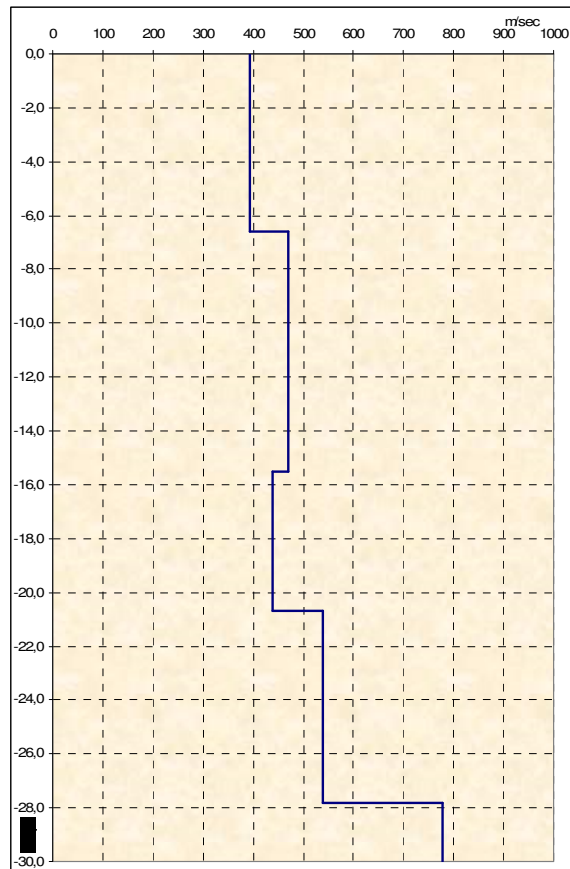
Solo il modo fondamentale della curva è stato analizzato per la determinazione del parametro Vs30. L'analisi del profilo sismico MASW eseguito ha permesso la definizione di un modello 1D di velocità delle onde di taglio, localizzabile nel baricentro dello stendimento.

ANALISI SISMICA MASW



-diagramma della curva di dispersione-

Profondità da p.c. (m)	Spessore (m)	Velocità onde S (m/sec)
-6,6	6,6	393
-15,5	8,9	471
-20,7	5,2	440
-27,8	7,1	539
-30,0	2,2	778



Il valore V_{s30} è **472 m/sec**.

Secondo normativa **la categoria di appartenenza del litotipo equivalente è la B:**

La tabella mostra che la categoria di suolo di fondazione riferita al piano campagna e per fondazioni con profondità fino a 30 metri è di tipo 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.

La profondità di penetrazione dell'indagine MASW è determinata dalla relazione tra velocità e frequenze rappresentate nella curva di dispersione. Strati più profondi influenzano, infatti, frequenze inferiori (lunghezze d'onda maggiori) e di conseguenza sarà la frequenza più bassa a determinare la massima profondità di penetrazione (da cui l'importanza di generare un segnale con una sufficiente quantità di energia anche alle frequenze più basse). Questo valore è determinato attraverso l'approssimazione $\lambda/2.5$ ed è, quindi, chiaramente solo indicativo.

Infatti, è bene precisare che, a causa della variazione dei parametri fisico - meccanici (porosità, contenuto d'acqua, grado di fatturazione, ecc.), non sempre gli spessori sismostratigrafici coincidono con gli spessori litologici.

14 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO

Nell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20 marzo 2003 e nel D.M. 14-09-2005 vengono inserite specifiche norme per il progetto delle fondazioni e delle opere di sostegno. Per poter definire l'azione sismica di progetto le norme stabiliscono 5 categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità sono riferite al piano di posa delle fondazioni) identificabili sulla base delle caratteristiche stratigrafiche e delle proprietà geotecniche rilevate nei primi 30 metri e definite da parametri indicati nell'EUROCODICE 8:

A - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.

B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana 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.

C - Depositati 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.

D - Depositati 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 m/s e 180 m/s.

E - Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30m.

La determinazione delle azioni sismiche, che costituisce una delle principali novità del testo normativo non avviene più per mezzo del concetto di Zone Sismiche, poiché all'interno dello stesso comune possono esserci effetti sismici diversi, in dipendenza di vari complessi fenomeni geosismo-tettonici ed a prescindere dagli effetti dovuti al tipo di sottosuolo. Inoltre, anche la conoscenza di eventi sismici remoti consente di stimare meglio le accelerazioni di picco al suolo.

Vengono forniti i valori dei parametri di pericolosità sismica necessari alla progettazione, per ciascun dei nodi della griglia e per 9 valori del periodo di ritorno, ovvero una volta definite le coordinate del sito in base all'allegato A si calcolano i parametri spettrali, relativi ad un particolare tempo di ritorno, con la media pesata dei 4 punti della griglia di accelerazione che comprendono il sito in esame per ognuno dei quattro stati limite previsti dalla norma.

La stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido ($V_{s30} > 800$ m/s), passa quindi dal vecchio criterio Zona dipendente, ove l'accelerazione di base a_g derivava dalla zona sismica di appartenenza del Comune in cui ricadeva il sito, senza considerare l'incremento dovuto ad effetti locali dei terreni di cui tiene conto invece con l'approccio sito dipendente.

Ai fini della normativa, l'azione sismica è quindi caratterizzata da 3 componenti trasversali, due orizzontali e una verticale, da considerarsi tra di loro indipendenti che possono essere descritte mediante accelerazione massima attesa in superficie, accelerazione massima e relativo spettro di risposta atteso in superficie, accelerogrammi.

Lo spettro di risposta elastica in accelerazione è espresso da una forma spettrale riferita a uno smorzamento del 5%, moltiplicata per l'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale; lo spettro di risposta elastico orizzontale è definito in base al valore dell'accelerazione a_g relativa alla zona indagata, moltiplicando per un coefficiente S che tiene conto della categoria di suolo di fondazione e delle condizioni topografiche.

Per un determinato sito il moto sismico è quindi definito da uno spettro di risposta elastico la cui espressione dipende dall'accelerazione orizzontale massima al sito (a_g), dal massimo valore di accelerazione dello spettro orizzontale (F_0) e dal periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizzontale (T_c), tramite opportuni coefficienti numerici che variano a seconda delle coordinate del sito, della vita di riferimento della struttura e della probabilità di superamento della vita di riferimento.

14.1 APPROFONDIMENTO DI 1° LIVELLO

La microzonazione sismica si prefigge di riconoscere le condizioni di sito che possono modificare sensibilmente le caratteristiche del moto sismico atteso o possono produrre effetti cosismici rilevanti per le costruzioni e le infrastrutture. Lo studio di microzonazione restituisce una mappa del territorio nella quale sono indicate:

- le zone in cui il moto sismico viene amplificato a causa delle caratteristiche sia litostratigrafiche del terreno sia geomorfologiche.

Il metodo utilizzato tiene debito conto dei risultati di analisi provenienti da diverse aree disciplinari:

- geofisica (individuazione mediante prospezioni dei profili di velocità delle onde sismiche nei terreni);
- geologia e geomorfologia (caratterizzazione dell'assetto stratigrafico e strutturale, delle litologie e della geomorfologia dei siti).

L'analisi dettagliata dei dati ha portato alla realizzazione della carta della pericolosità sismica locale (scala 1:10.000), nella quale è riportata l'individuazione delle diverse situazioni tipo, sulla base di quanto indicato nella Tabella 1 dell'Allegato 5.

Tale carta indica quindi le zone caratterizzate da diversi scenari in grado di determinare possibili effetti sismici locali.

Lo studio geologico realizzato a supporto del P.G.T. ha individuato per il sito in esame il seguente scenario:

- **Z4a:** Zone di fondovalle con presenza di depositi fluvio-glaciali granulari

La carta di pericolosità sismica locale rappresenta il riferimento per l'applicazione dei successivi livelli di approfondimento, in base a quanto stabilito dalla D.G.R. n. 9/2616 del 2011.

SCENARIO Z4a

L'area d'intervento ricade in Z4a (1° e 2° livello di approfondimento).

La falda è stata intercettata a 5.00 m da p.c..

Per questo scenario è previsto il 1° e 2° livello di approfondimento.

14.2 APPROFONDIMENTO DI 2° LIVELLO

Dalla mappa della P.S.L. alla scala 1:10.000 si nota che il sito in esame è situato in una zona di possibile amplificazione sismica Z4a. Tale contesto indica il rischio che un evento sismico ed i relativi scuotimenti producano effetti di amplificazione litologica in grado di alterare i risultati di un sisma sulla base di quanto previsto dalla normativa nazionale.

Per questo contesto la normativa prevede il secondo livello di analisi degli effetti sismici di sito. Il secondo livello si applica a tutti gli scenari suscettibili di amplificazioni sismiche (morfologiche e litologiche) e riguarda le costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali; industrie con attività non pericolose, reti viarie e ferroviarie la cui interruzione non provoca situazioni di emergenza.

La procedura consiste in un approccio di tipo semiquantitativo e fornisce la stima quantitativa della risposta sismica dei terreni in termini di valore di Fattore di amplificazione (Fa); gli studi sono condotti con metodi quantitativi semplificati, validi per la valutazione delle

amplificazioni litologiche e morfologiche e sono utilizzati per zonare l'area di studio in funzione del valore di F_a .

Gli effetti di amplificazione per lo scenario sismico Z4a è di natura litologica, pertanto per la valutazione del fattore di amplificazione (F_a) si ricorre alle schede relative all'allegato 5 di cui alla D.G.R. n° 9/2616 del 2011.

Così come previsto dalla normativa il valore di F_a viene riferito agli intervalli di periodo tra 0.1 – 0.5s e 0.5 – 1.5s: i due intervalli di periodo nei quali è stato calcolato il valore di F_a vengono scelti in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie; in particolare l'intervallo tra 0.1 – 0.5s si riferisce a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide, mentre l'intervallo tra 0.5 – 1.5s si riferisce a strutture più alte e più flessibili.

Viene valutato il periodo del sito T con la seguente formula:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^n h_i}{\frac{\sum_{i=1}^n v_{s_i} \times h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}} = 0.24$$

dove:

h_i = spessore dello strato i -esimo;

V_s = velocità dello strato i -esimo.

La procedura semplificata richiede la conoscenza dei seguenti parametri:

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

15 ANALISI DEGLI EFFETTI DI AMPLIFICAZIONE LITOLOGICA

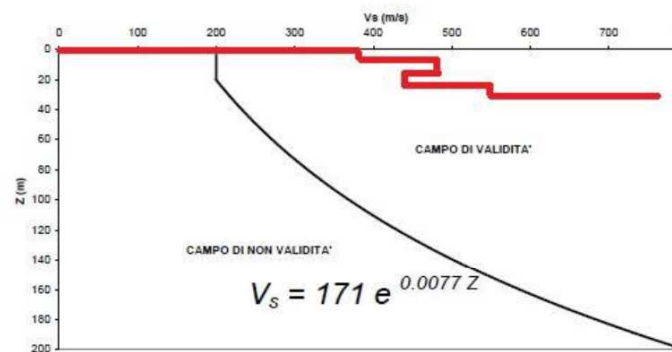
Sulla base di intervalli indicativi di alcuni parametri geotecnici ricavati dalla prova S.C.P.T. e dalla prova MASW è stata individuata la litologia prevalente presente nel sito corrispondente a sabbiosa (curva 3 - blu).

STIMA DEGLI EFFETTI LITOLOGICI

secondo le procedure dell'All. 5 - D.g.r. 9/2616 del 30/11/2011

SCHEDA LITOLOGIA SABBIOSA

Profondità da p.c. (m)	Spessore (m)	Velocità onde S (m/sec)
-6,6	6,6	393
-15,5	8,9	471
-20,7	5,2	440
-27,8	7,1	539
-30	2,2	778



Periodo del sito
T= 0,24

PRIMO STRATO
Vs 393

Curva caratteristica
n° 3

Profondità primo strato (m)	Profondità primo strato (m)																						
	1-3	4	5-12	13	14	15	16	17	18	20	25	30	40	50	60	70	90	110	130	140	160	180	
200	2	1-2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
250	2	1-2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
300	2	1-2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
350	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
400	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
450	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
500	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
600	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
700	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2

VERIFICA

Valori Fa del sito

0,1 < T < 0,5 1,45

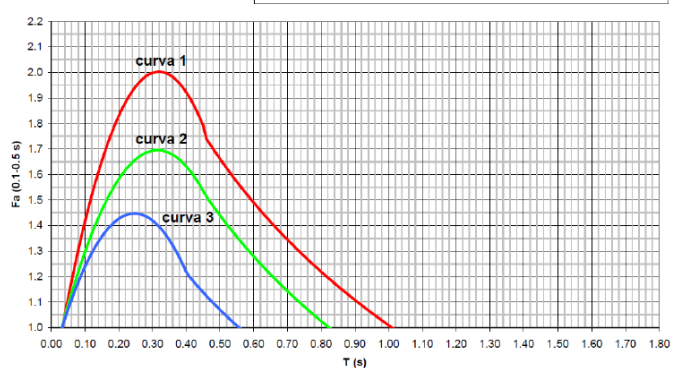
Comune di Montichiari

Valori Fa di soglia terreni di tipo

B	1,5
C	1,7
D	2,3
E	2,1

Località Montichiari
Litologia tipo suolo B

Correlazione T - Fa 0.1-0.5 s



Individuata la scheda di riferimento si è provveduto alla verifica della validità in base all'andamento dei valori di V_s con la profondità. All'interno della scheda di valutazione è stato scelto il valore di F_a nell'intervallo 0,1-0,5 s in base al valore del periodo proprio del sito T . Il valore di F_a determinato è pari a 1,45 e indica il grado di protezione raggiunto al sito dall'applicazione della normativa sismica vigente.

La valutazione del grado di protezione è stata effettuata in termini di contenuti energetici, confrontando il valore di F_a (1.45) ottenuto dalle schede di valutazione con un parametro di analogo significato calcolato per il comune di Montichiari (BS), per la categoria di suolo di fondazione B e per l'intervallo di periodo 0,1-0,5 s.

Per il comune di Montichiari (BS) il valore soglia F_a per il quale lo spettro proposto dalla normativa risulta sufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione presente nel sito che risulta pari a 1.5.

$$1.45 (F_{as}) < 1.5 (F_{ac})$$

Si può quindi affermare che il valore di F_a è inferiore al valore di soglia corrispondente: la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito e quindi si applica lo spettro previsto dalla normativa.

16 PARAMETRIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

In merito alla classificazione sismica del territorio nazionale, nello specifico ai sensi dell'O.P.C.M. 3519 del 28 aprile 2006, che costituisce la base legislativa della nuova disciplina sulla sismicità, tale Ordinanza ha aggiornato la normativa sismica, con l'attribuzione, alle diverse località del territorio nazionale, di un valore di scuotimento sismico di riferimento, espresso in termini di incremento dell'accelerazione al suolo.

Il territorio nazionale viene suddiviso in quattro zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g , ossia di accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A (Formazioni litoidi o terreni omogenei caratterizzati da valori di V_{S30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 metri). Il territorio del comune di Montichiari è stato classificato a rischio sismico 2, a cui è associato un valore della massima accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico pari a $a_g = 0,25g$ (con g = accelerazione di gravità). Le massime accelerazioni attese al suolo o P.G.A. (Peak Ground Acceleration) previste dalla mappa di Pericolosità Sismica dell'I.N.G.V. – 2004

sono comprese tra **0,15 ÷ 0,25g**, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli di categoria A.

Nell'ambito della revisione delle nuove Norme Tecniche per le costruzioni (D.M. 17 gennaio 2018) sono state adottate le stime di pericolosità sismica del progetto S1, concludendo il percorso iniziato nel 2003. Tali stime superano il concetto di classificazione a scala comunale e sulla base di 4 zone sismiche. Tuttavia le 4 zone sismiche mantengono una funzione prevalentemente amministrativa.

I dettami della nuova normativa (NTC del D.M. 17 gennaio 2018), la valutazione della pericolosità sismica si attua secondo un criterio sito dipendente, che tenga conto delle condizioni locali del sito; la pericolosità sismica deve essere cioè riferita al punto preciso, individuato all'interno del reticolo di riferimento i cui nodi, identificati in termini di latitudine e longitudine, non devono distare più di 10 Km l'uno dell'altro.

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle N.T.C., dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste sono definite in funzione dei tre parametri:

- accelerazione orizzontale di ancoraggio (a_g/g);
- valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (F_0);
- periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (T_c).

Questi parametri sono definiti in corrispondenza dei punti di un reticolo i cui nodi non distano fra loro più di 10 Km, per diverse probabilità di superamento in 50 anni e per i diversi periodi di ritorno.

Dai parametri dell'opera è stato possibile determinare:

opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale la cui vita nominale è $V_n = 50$ anni;

classe II: costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali;

coefficiente d'uso $C_u = 1$.

Il D.M. 17.01.2018 prescrive che le azioni sismiche su ciascuna struttura siano valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_r , ricavato moltiplicando la vita nominale dell'opera V_n per il coefficiente d'uso C_u , definito al variare della classe d'uso dell'opera stessa e stabilisce che gli stati

limite, sia di esercizio (Stato Limite di Operatività – SLO e Stato Limite di Danno – SLD) sia ultimi (Stato Limite di salvaguardia della Vita - SLV e Stato Limite di Collasso – SLC), individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso.

VITA NOMINALE DELL'OPERA (N.T.C. 2018)

La vita nominale è il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Secondo la tabella riportata nelle NTC si è scelto la seguente vita nominale: **V_n = 50 anni**

Tab. 2.4.1. Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

Tipi di costruzioni		Vita nominale V _n (in anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

CLASSI D'USO DELLE COSTRUZIONI (N.T.C. 2018)

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di eventuale collasso, le costruzioni sono state suddivise in 4 classi come di seguito riportati.

Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi: Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n° 6792 Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per la realizzazione dell'intervento in progetto la classe d'uso è II.

Periodo di riferimento per l'azione sismica.

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

$$V_r = V_n \times C_u$$

Il valore del coefficiente d'uso C_u è definito al variare della classe d'uso come mostrato nella seguente tabella.

COEFFICIENTE D'USO (N.T.C. 2018)

Classe D'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_u	0.7	1	1.5	2

Pertanto otteniamo:

$$V_r = 50 \times 1 = 50$$

Tra le prescrizioni relative ai terreni di fondamentale importanza è che il sito di costruzione ed i terreni in esso presenti risultino esenti da rischi di instabilità di pendii e di cedimenti permanenti causati da fenomeni di liquefazione o eccessivo addensamento in caso di terremoto.

L'accelerazione orizzontale di ancoraggio viene determinata sulla base della classificazione del terreno e può assumere quattro valori funzionali della zona sismica:

Zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (ag/g)	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (ag/g)
1	> 0.25	0.35
2	0.15 – 0.25	0.25
3	0.05 – 0.15	0.15
4	< 0.05	0.05

Il parametro S dipende invece dalle caratteristiche del suolo di fondazione secondo le seguenti caratteristiche.

Tab. 3.2.II – Categoria di sottosuolo che permettono l'uso dell'approccio semplificato.

Categoria di suolo di fondazione	PROFILO STRATIGRAFICO
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana 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.
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.
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 m/s e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30m.

Gli effetti topografici possono essere trascurati in quanto la superficie topografica, poiché il sito è ubicato in una ampia area pianeggiante, può essere classificata come appartenente alla categoria T1:

“Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$ ”

Per tale categoria si assume quale valore del coefficiente di amplificazione topografica $ST = 1,0$.

Per la determinazione dei coefficienti di amplificazione sismica, le quali permettono di calcolare i fattori di amplificazione rispetto ad un suolo di riferimento.

Tali fattori espressi sia in termini di rapporto di accelerazione massima orizzontale PGA/PGA_0 , sia di rapporto di Intensità Housner SI/SI_0 , per prefissati intervalli di periodi, dove PGA_0 e SI_0 sono rispettivamente l'accelerazione massima orizzontale e l'intensità di Housner al suolo di riferimento, definiti in ogni comune, sono le corrispondenti grandezze di accelerazione massima orizzontale e Intensità di Housner calcolate alla superficie dei siti esaminati.

Quindi:

– $SI/SI0 = 1,80$ $0,1s < T0 < 0,5 s$

– $SI/SI0 = 2,30$ $0,5s < T0 < 1,0 s$

La tabella cui ci si riferisce fa riferimento ad una pianura caratterizzata da profilo stratigrafico costituito da alternanze di limi e argille, con spessori anche deca metrici, talora con intercalazioni di orizzonti di sabbia (di spessore anche decine di metri), con substrato profondo (100 metri da p.c.).

Ad esso sono legati i valori assunti da periodi di vibrazione che caratterizzano la forma dello spettro di risposta. In funzione delle cinque classi di suolo proposte questi parametri assumono i seguenti valori:

Categoria suolo	S	T _B	T _C	T _D
A	1.0	0.15	0.40	2.0
B.C.D	1.25	0.15	0.50	2.0
E	1.35	0.2	0.80	2.0

17 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO IN PROGETTO

Con il termine risposta sismica locale si intende l'insieme delle modifiche che un moto sismico relativo ad una formazione rocciosa di base (Bedrock), posta ad una certa profondità del sottosuolo, subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti fino alla superficie.

Per giungere alla determinazione della risposta sismica locale, un sito deve essere sottoposto a specifiche indagini di dettaglio finalizzate alla definizione di tutte le proprietà puntuali che lo caratterizzano, ovvero:

- stratigrafia delle formazioni superficiali con dettagliata definizione dell'andamento dei contatti tra esse;
- profili di velocità delle onde sismiche trasversali e longitudinali dentro le formazioni superficiali;
- caratteristiche meccaniche dei terreni delle formazioni superficiali con particolare riferimento al loro comportamento sotto l'azione di carichi ciclici e dinamici;
- morfologia di dettaglio dell'area.

Per gli studi di risposta sismica locale finalizzati alla previsione delle azioni sismiche di progetto sui manufatti è necessario caratterizzare il comportamento meccanico del terreno mediante la determinazione dei parametri V_s (velocità delle onde di taglio), G_0 (modulo di

taglio a piccole deformazioni), R (rigidità sismica), Ed (modulo di elasticità dinamico) e a (amplificazione sismica).

Dall'indagine sismica effettuata nell'are in esame, è stato possibile derivare i seguenti parametri:

Velocità delle onde di taglio (V_s);

➤ Modulo di taglio a piccole deformazioni:

$$G_o = \frac{\gamma_1}{g} \cdot (V_s)^2$$

Dove:

γ_1 = peso di volume naturale;

g = accelerazione di gravità (9.81 m/s²)

➤ Modulo di elasticità dinamico

$$Ed = V_p \cdot \rho \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{1 - \nu}$$

Dove:

V_p = velocità delle onde longitudinali;

ρ = è la densità del terreno;

ν = è il modulo di Poisson.

➤ Rigidità sismica

$$R = \gamma_1 \times V_s$$

Definito come il prodotto della velocità per il peso di volume del mezzo in cui si propaga l'onda, fornisce come risultato un parametro legato all'amplificazione sismica locale dove l'incidenza dei danni tende a diminuire con l'aumentare della rigidità sismica.

Sulla base del reticolo sismico di riferimento nazionale sono stati calcolati i valori sotto riportati.

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento:	81	%
Tr:	30	[anni]
ag:	0,038	g
Fo:	2,527	
Tc*:	0,214	[s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento:	63	%
Tr:	50	[anni]
ag:	0,051	g
Fo:	2,520	
Tc*:	0,244	[s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	10	%
Tr:	475	[anni]
ag:	0,146	g
Fo:	2,481	
Tc*:	0,268	[s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento:	5	%
Tr:	975	[anni]
ag:	0,190	g
Fo:	2,471	
Tc*:	0,279	[s]

Introducendo i valori riportati nelle precedenti tabelle, nelle espressioni che definiscono le componenti dello spettro di risposta si ottiene la forma spettrale riportata nel grafico a seguire, riferita ad uno smorzamento viscoso pari al 5%.

Successivamente, in relazione alla categoria del sottosuolo ottenuta dal metodo masw ed alla categoria topografica, si sono determinati i parametri riportati di seguito, riferiti sia allo stato limite di esercizio sia agli stati limite ultimi:

- Ss: coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- Cc: coefficiente di correzione del valore di T_c ;
- S_t = coefficiente di amplificazione topografica.

Secondo normativa (D.M.17.01.2018) la categoria di appartenenza del litotipo equivalente è la

B:

Categoria	Descrizione da d. m. 17/01/2018
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.

TIPO DI COSTRUZIONE		2
VITA NOMINALE	VN	50 anni
CLASSE D'USO		II
COEFFICIENTE D'USO	C_U	1
VITA DI RIFERIMENTO	VR	50 anni

Parametri sismici

Latitudine:	45,392348
Longitudine:	10,404651
Classe:	2
Vita nominale:	50

Categoria di suolo:	B
---------------------	---

Categoria topografica:	T1
Periodo di riferimento:	50 anni
Coefficiente d'uso:	1

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 12721	Lat: 45,3943	Lon: 10,3606	Distanza: 3447,003
Sito 2 ID: 12722	Lat: 45,3961	Lon: 10,4317	Distanza: 2148,426
Sito 3 ID: 12944	Lat: 45,3461	Lon: 10,4343	Distanza: 5638,772
Sito 4 ID: 12943	Lat: 45,3443	Lon: 10,3633	Distanza: 6247,271

18 PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO

Dall'analisi dei sondaggi geognostici è stato possibile sia parametrizzare i litotipi intercettati alle varie profondità sia determinare la categoria di suolo di fondazione, così come previsto ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018. Di seguito viene riportato il valore a_g (accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni)

$$A_g = S_s S_t a_{\text{bedrock}}$$

Dove

a_{bedrock} = è l'accelerazione sismica orizzontale al bedrock;

S_t = è il fattore di amplificazione stratigrafica;

S_s = si determina in relazione alla categoria di sottosuolo.

Categoria sottosuolo	S_s
A	1
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 F_0 \leq 1.20$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_0 \leq 1.50$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_0 \leq 1.80$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_0 \leq 1.60$

I parametri a_g , F_0 e T_c sono riportati nelle tabelle relative al capitolo 7, mentre il parametro S_s risulta uguale a 1.

Il fattore S_t si ottiene direttamente dalla tabella del D.M. 17 gennaio 2018:

categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione opera o dell'intervento	S_t
T₁	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$		1.00
T₂	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	Sommità del pendio	1.20
T₃	Rilievi con larghezza in cresta molto minori che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	Creasta del rilievo	1.20
T₄	Rilievi con larghezza in cresta molto minori che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	Creasta del rilievo	1.40

Considerando che l'area in progetto risulta pianeggiante il valore di $S_t = 1.00$.

Pertanto il valore di a_{max} massima attesa al sito risulta:

$$A_{max} = 1.2 \times 1.0 \times 0.146 = 0.175$$

Moltiplicando a_{max} per un fattore correttivo β otteniamo il coefficiente sismico orizzontale

$$K_{hk} = \beta a_g$$

Ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018, il parametro β lo si ricava dalla seguente tabella:

Categoria di sottosuolo		
A	B, C, D, E	
β	β	$0.2 \leq a_g \leq 0.4$
0.30	0.28	
0.27	0.24	$0.1 \leq a_g \leq 0.2$
0.20	0.20	$a_g \leq 0.1$

Per l'area in esame $\beta = 0.24$, per cui si ottiene:

$$K_{hk} = 0.24 \times 0.175 = 0.042$$

19 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI IN CONDIZIONI SISMICHE

Gli scenari di alta sismicità locale correlati ad effetti di cedimenti e/o liquefazione sono riportati nella Tab.1 dell'All. 5 della D.G.R. 9/2616 del 2019:

Z2a	Zone con terreni di fondazione saturi particolarmente scadenti (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.)	Cedimenti
Z2b	Zone con depositi granulari fini saturi	Liquefazioni

Per l'area d'intervento si rileva la presenza di depositi sabbiosi - ghiaiosi, con presenza d'acqua alla profondità di 5.00 m da p.c.; le aree così individuate possono essere inserite in uno scenario di pericolosità sismica locale corrispondente alla zona Z2, cautelativamente si procederà a verificare il potenziale di liquefazione dei terreni.

Per liquefazione di un terreno s'intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio, con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. I fenomeni di liquefazione interessano i depositi sabbiosi saturi e dipendono da:

- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata;
- genesi e storia geologica dei terreni;
- fattori ambientali.

Un terreno incoerente saturo, in assenza di sollecitazioni sismiche è soggetto soltanto alla pressione litostatica, dovuta al peso dei sedimenti sovrastanti (in campo libero e con superficie piana).

Durante una sollecitazione sismica vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante. Per tutta la durata della scossa ogni elemento di terreno è soggetto ad una serie di sforzi tangenziali che cambiano ripetutamente verso ed ampiezza.

Nel terreno si possono generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento. Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce. La resistenza alla liquefazione quindi è maggiore con la profondità. Di conseguenza, maggiore è la durata di un terremoto (maggior numero di cicli), più alta

è la possibilità che si arrivi alla liquefazione. Inoltre, maggiore è l'ampiezza della vibrazione e della deformazione indotta e minore è il numero di cicli necessari per giungere a tale condizione.

Il terreno può essere però soggetto a sforzi di taglio statici dovuti alla presenza di strutture in superficie o alla sua particolare posizione (per es. al di sotto di un versante). In questo caso l'instaurarsi del fenomeno della liquefazione dipende, oltre che dalle caratteristiche del sisma, anche dal rapporto che si stabilisce tra le tensioni di taglio indotte da quest'ultimo e quelle statiche preesistenti al terremoto.

La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende anche dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso.

Tanto minore è il grado di addensamento del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) tanto maggiore è la probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione.

Anche la *distribuzione*, la *forma delle particelle* e il *grado di uniformità* influenzano notevolmente il fenomeno, per le implicazioni che questi fattori hanno sulla resistenza al taglio e per il modo di dissiparsi della pressione interstiziale in eccesso.

Per quanto riguarda la storia delle sollecitazioni sismiche, si può affermare che precedenti deformazioni moderate influiscano positivamente sulla resistenza del deposito, mentre una storia caratterizzata da alti livelli di deformazione (deposito già soggetto a liquefazione) ha effetti negativi sul potenziale di riliquefazione.

I depositi ghiaiosi-sabbiosi con più alto potenziale di liquefazione sono i più recenti. A parità di composizione e di altre condizioni lo stesso deposito, se più antico, avrà sviluppato legami intergranulari e cementazioni sempre più forti con il tempo. Inoltre, la struttura di un deposito antico sarà resa più stabile e omogenea per gli effetti delle vibrazioni indotte da precedenti terremoti di piccola entità.

La verifica della suscettibilità alla liquefazione è stata eseguita pertanto considerando i risultati, sino alla profondità di 15 m dal p.c. dalla prova masw.

La verifica alla liquefazione è stata effettuata correlando la capacità di resistenza del terreno alla liquefazione CRR e la resistenza ciclica indotta dal sisma CSR (Seed & Idriss 1971). Dalla prova penetrometrica si è valutato la resistenza alla liquefazione CRR; il potenziale di liquefazione lo si è ottenuto eseguendo il calcolo del fattore di sicurezza FS_L , definito dal rapporto CRR/CSR.

$$CSR = 0.65 \times (a_{\max})/g \times (\sigma_{vo}/\sigma'_{vo}) \times r_d \times 1/(MSF \times K_{\sigma})$$

dove:

a_{\max} = accelerazione sismica di picco al piano campagna;

g = accelerazione di gravità;

σ_{vo} = pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;

σ'_{vo} = pressione verticale efficace alla profondità z dal p.c.;

r_d = fattore di riduzione delle tensioni alla profondità interessata;

MSF = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma;

K_{σ} = coefficiente correttivo funzione delle tensioni efficaci alla profondità interessata.

$$CRR_{7.5} = 0.833 \times [(q_{c1N})_{cs} / 1000] + 0.05 \quad q_{c1N} \leq 50$$

$$CRR_{7.5} = 93 \times [(q_{c1N})_{cs} / 1000]^3 + 0.08 \quad q_{c1N} \leq 160$$

$(q_{c1N})_{cs}$ = resistenza penetrometrica statica e corretta per l'influenza del contenuto in fini.

Il valore di $CRR_{7.5}$ così come ottenuto si riferisce ad eventi sismici di magnitudo riferita a MSF .

$$MSF = 10^{2.24/M-2.56}$$

Per quanto concerne la magnitudo, come riportato nei capitoli precedenti, si è fatto riferimento ad un valore massimo pari a 6.60. Per quel che concerne invece l'accelerazione massima attesa in superficie nell'area in esame, le analisi effettuate secondo quanto stabilito dalle NTC 2018 e dalla Circolare n°7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019, è di $a_{\max} = 0.175$.

Il fattore di sicurezza alla liquefazione FS_L è definito dal rapporto CRR/CSR :

$$FS_L = CRR \cdot \frac{MSF}{CSR}$$

Il rapporto di tensione ciclica CSR , ad una determinata profondità, può essere valutato attraverso l'espressione di Seed e Idriss, 1971 riportata di seguito:

$$CSR = 0.65 \times a_{\max}/g \times \sigma_{vo}/\sigma'_{vo} \times R_d$$

Dove:

a_{max} : accelerazione di picco al piano campagna del terremoto di progetto;

g : accelerazione di gravità;

σ_{vo} : tensione totale verticale alla profondità considerata;

σ'_{vo} : tensione efficace verticale alla profondità considerata;

Rd: coefficiente riduttivo dell'azione sismica per valutare la deformabilità del sottosuolo.

Per quel che concerne invece la valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR, la resistenza penetrometrica, q_c , ricavata dall'indagine penetrometrica dinamica SCPT, deve essere ricondotta ad un valore normalizzato, q_{clN} , attraverso la seguente espressione:

$$q_{clN} = C_q \times q_c / p_a$$

Dove a_p (pressione atmosferica pari a 100kPa) e c_q espressa nella stessa unità di misura.

Il coefficiente Q_c (fattore correttivo per tener conto dell'influenza della pressione verticale efficace).

In base al valore di IL ottenuto viene fuori la seguente tabella:

IL	rischio di liquefazione
0 < IL ≤ 2	basso
2 < IL ≤ 5	moderato
5 < IL ≤ 15	elevato

Nella verifica eseguita è stato ottenuto un valore di **IL = 1,9**, indice di un rischio di liquefazione basso e il fattore di sicurezza $F_s > 1$ considerando una magnitudo di riferimento e un'accelerazione sismica secondo il D.M. 17 gennaio 2018.

20 CONCLUSIONI

Su incarico della committenza è stato redatto il presente studio geologico – idrogeologico a supporto delle opere in progetto.

I dati relativi alle classificazioni di seguito elencate fanno riferimento allo studio geologico idrogeologico e sismico del Piano di Governo Territoriale del Comune di Montichiari:

- **Pericolosità sismica locale: Z4a;**
- **Fattibilità geologica: classe 2 ovvero area con modeste limitazioni;**
- **Vincoli geologici-idrogeologici: nessuno;**
- **Vulnerabilità idrogeologica: alta.**

Al fine di definire le caratteristiche litostratigrafiche del sottosuolo è stata eseguita una prova penetrometrica dinamica (SCPT) e una prova MASW.

La prova MASW e l'analisi di secondo livello hanno permesso di attribuire **categoria B di sottosuolo. La verifica alla liquefazione ha evidenziato un indice basso (1.9).**

Durante i sondaggi è stata intercettata **la falda a 5 m da p.c..**

La superficie interessata al progetto non presenta fenomeni geomorfologici attivi.

Dal punto di vista sismico il Comune di Montichiari, interessato dall'intervento in esame, ricade nella classificazione sismica dei comuni italiani in **Zona 2.**

Alla luce delle risultanze delle indagini geotecniche ed idrogeologiche eseguite sul terreno in oggetto e sull'area ad esso circostante, all'interno di un volume significativo, riportate nella presente Relazione Geologica, si può concludere che il sito debba ritenersi idoneo ad accogliere l'intervento in progetto nell'assoluto rispetto delle raccomandazioni geologiche fornite.

San Giorgio Bigarello, Novembre 2023

Firma

Geol. Spagnolo Rosario

SCPT

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,30	2	0	0,853	20,51	29,73	1,83	1,49
0,60	4	0	0,847	25,62	30,24	1,28	1,51
0,90	13	0	0,842	21,81	27,80	1,39	1,69
1,20	15	0	0,846	23,23	27,85	1,36	1,69
1,50	25	0	0,781	22,26	24,62	1,31	1,23
1,80	33	0	0,676	168,74	249,50	8,44	12,48
2,10	45	0	0,622	197,08	317,03	9,85	15,85
2,40	24	0	0,717	121,26	169,09	6,06	8,45
2,70	36	0	0,663	168,11	253,63	8,41	12,68
3,00	41	0	0,609	175,82	288,85	8,79	14,44
3,30	35	0	0,655	161,44	246,58	8,07	12,33
3,60	31	0	0,651	133,08	204,46	6,65	10,22
3,90	37	0	0,647	157,94	244,04	7,90	12,20
4,20	29	0	0,694	132,68	191,27	6,63	9,56
4,50	32	0	0,640	135,15	211,06	6,76	10,55
4,80	38	0	0,637	159,68	250,63	7,98	12,53
5,10	100	0	0,584	362,08	619,99	18,10	31,00

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizion e
0,3	11	89,73	Incoerente	0	1,9	1,95	0,03	1,43	15,7	riporto
0,9	4,5	34,02	Incoerente	0	1,6	1,9	0,11	1,43	6,42	terreno vegetale
5,1	37,86	258,33	Incoerente	0	2,25	2,5	0,63	1,43	54,03	ghiaia e sabbia

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA SCPT 1**TERRENI INCOERENTI I**

Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) riporto	15,7	0,00-0,30	15,7	Gibbs & Holtz 1957	51,4
Strato (2) terreno vegetale	6,42	0,30-0,90	6,42	Gibbs & Holtz 1957	29,63
Strato (3) ghiaia e sabbia	54,03	0,90-5,10	54,03	Gibbs & Holtz 1957	70,11

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) riporto	15,7	0,00-0,30	15,7	Meyerhof (1956)	24,49
Strato (2) terreno vegetale	6,42	0,30-0,90	6,42	Meyerhof (1956)	21,83
Strato (3) ghiaia e sabbia	54,03	0,90-5,10	54,03	Meyerhof (1956)	35,44

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato (1) riporto	15,7	0,00-0,30	15,7	Schultze- Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	185,96
Strato (2) terreno vegetale	6,42	0,30-0,90	6,42	Schultze- Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	---
Strato (3) ghiaia e sabbia	54,03	0,90-5,10	54,03	Schultze- Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	638,25

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato (1) riporto	15,7	0,00-0,30	15,7	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	108,02
Strato (2) terreno vegetale	6,42	0,30-0,90	6,42	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	66,63
Strato (3) ghiaia e sabbia	54,03	0,90-5,10	54,03	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	278,97

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) riporto	15,7	0,00-0,30	15,7	Classificazione A.G.I	MODERATAME NTE ADDENSATO
Strato (2) terreno vegetale	6,42	0,30-0,90	6,42	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (3) ghiaia e sabbia	54,03	0,90-5,10	54,03	Classificazione A.G.I	MOLTO ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m ³)
Strato (1) riporto	15,7	0,00-0,30	15,7	Meyerhof ed altri	1,90
Strato (2) terreno vegetale	6,42	0,30-0,90	6,42	Meyerhof ed altri	1,60
Strato (3) ghiaia e sabbia	54,03	0,90-5,10	54,03	Meyerhof ed altri	2,25

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m ³)
Strato (1) riporto	15,7	0,00-0,30	15,7	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,95
Strato (2) terreno vegetale	6,42	0,30-0,90	6,42	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,90
Strato (3) ghiaia e sabbia	54,03	0,90-5,10	54,03	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,50

Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
Strato (1) riporto	15,7	0,00-0,30	15,7	(A.G.I.)	0,32
Strato (2) terreno vegetale	6,42	0,30-0,90	6,42	(A.G.I.)	0,34
Strato (3) ghiaia e sabbia	54,03	0,90-5,10	54,03	(A.G.I.)	0,25

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato (1) riporto	15,7	0,00-0,30	15,7	Ohsaki (Sabbie pulite)	865,09
Strato (2) terreno vegetale	6,42	0,30-0,90	6,42	Ohsaki (Sabbie pulite)	373,25
Strato (3) ghiaia e sabbia	54,03	0,90-5,10	54,03	Ohsaki (Sabbie pulite)	2764,33

Velocità onde di taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
Strato (1) riporto	15,7	0,00-0,30	15,7	Ohta & Goto (1978) Limi	76,38
Strato (2) terreno vegetale	6,42	0,30-0,90	6,42	Ohta & Goto (1978) Limi	85,51
Strato (3) ghiaia e sabbia	54,03	0,90-5,10	54,03	Ohta & Goto (1978) Limi	168,64

Coefficiente spinta a Riposo $K_0 = \sigma_H / \sigma_V$

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K_0
Strato (1) riporto	15,7	0,00-0,30	15,7	Navfac 1971-1982	3,26
Strato (2) terreno vegetale	6,42	0,30-0,90	6,42	Navfac 1971-1982	1,31
Strato (3) ghiaia e sabbia	54,03	0,90-5,10	54,03	Navfac 1971-1982	8,79

 Q_c (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Q_c (Kg/cm ²)
Strato (1) riporto	15,7	0,00-0,30	15,7	Robertson 1983	31,40
Strato (2) terreno vegetale	6,42	0,30-0,90	6,42	Robertson 1983	12,84
Strato (3) ghiaia e sabbia	54,03	0,90-5,10	54,03	Robertson 1983	108,06