



ECOGIS

studio associato di geologia

Gianluca Nascimbene

Giuseppe Zuffada

Sede legale e Uffici :

Via A. Moro, 5

27028 S. Martino Siccomario (PV)

Tel. 0382/1750334 - Fax 0382/1752557

Email : ecogis@ecogis.it

P.Iva/C.F. 02300900186

A CURA DI:

Dott. Geol.

GIUSEPPE ZUFFADA

*Iscritto all'Ordine dei
Geologi della Lombardia
N° 1134*

REGIONE: Lombardia

PROVINCIA: Pavia

COMUNE: Cervesina

RICOSTRUZIONE FABBRICATO

AGRICOLO PRE-ESISTENTE



RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA

NOVEMBRE 2017

COMMITTENTE

Sig. Traversa Giorgio - Az. Agr. C.na Belvedere

Indice

1. PREMESSA	2
2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	3
2.1 Aspetti geografici	3
2.1 Aspetti geologici-geomorfologici	4
Aspetti idrografici e idrogeologici.....	6
3. FATTIBILITÀ GEOLOGICA, VINCOLISTICA E CARTA DI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE	8
4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO.....	12
4.1 Misura della Vs30 tramite la tecnica "MASW"	15
4.1.1 Analisi dei risultati	17
4.1.2 Risultati	25
4.1.3 Altri parametri	25
4.2 Parametri sismici	26
4.3 Valutazione della suscettibilità sismica dell'area (Verifica di II livello).....	29
4.4 Fenomeno della liquefazione.....	34
4.5 Analisi del rischio alla liquefazione	36
5. INDAGINI IN SITO	38
6. CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE.....	40
6.1 Determinazione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici	42
7. INTERVENTO IN PROGETTO	44
9. TERRE E ROCCE DA SCAVO	45
10. CONCLUSIONI	47

TAVOLE ED ALLEGATI

Allegato 1 – Dati di campagna - tabelle e grafici

1. PREMESSA

La presente relazione geologica e sismica è stata redatta a supporto del progetto di ricostruzione di un fabbricato agricolo preesistente per conto dell'azienda agricola Cascina Belvedere del Sig. Traversa Giorgio, all'interno del complesso del circuito automobilistico "Tazio Nuvolari" di Cervesina.

Lo studio ha comportato un rilievo geomorfologico di dettaglio della zona interessata dal progetto e di un suo significativo intorno, per la caratterizzazione geologica dell'area e, l'esecuzione nel mese di ottobre 2017, di n.1 prova penetrometrica dinamica (SCPT1) ed una prova statica (CPT1).

Al fine di definire la corretta categoria del sottosuolo da un punto di vista sismico è stata eseguita un'indagine sismica (MASW) realizzata all'interno dell'area di proprietà, nei pressi dell'attuale area di studio.

Tale indagine è stata suffragata inoltre, da una ricerca bibliografica per la consultazione di studi pregressi e da un confronto con indagini geognostiche condotte in aree limitrofe.

NORMATIVA NAZIONALE DI RIFERIMENTO

- ✓ D.M.LL.PP. 11/03/88 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.
- ✓ D.M. 9 Gennaio 1996 Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi
- ✓ D.M.16 Gennaio 1996 Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- ✓ Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003 Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" (G.U. n. 105 del 8.05.2003)
- ✓ Ordinanza n. 3316 del 2 ottobre 2003 Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003
- ✓ OPCM 3 maggio 2005 Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zone sismiche" (Ordinanza n. 3431)– (G.U.n.107del10 maggio2005–Suppl.Ord.n. 85)
- ✓ D.M. 14 gennaio 2008 Nuove norme tecniche per le costruzioni 2008
- ✓ Eurocodice 7 Progettazione geotecnica
- ✓ Eurocodice 8 Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- ✓ D.g.r. 30 marzo 2016 - n. X/5001 Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015)

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

2.1 Aspetti geografici

La porzione di terreno in esame si trova a Nord-Ovest del centro abitato di Cervesina, ed è situata ad una quota topografica media di circa 66 m s.l.m. su un'area a morfologia pianeggiante. Nella cartografia ufficiale è ubicata sulla Carta Geologica d'Italia al Foglio n. 71 "Voghera" e sulla Carta Tecnica Regionale A8e1 "Cervesina".

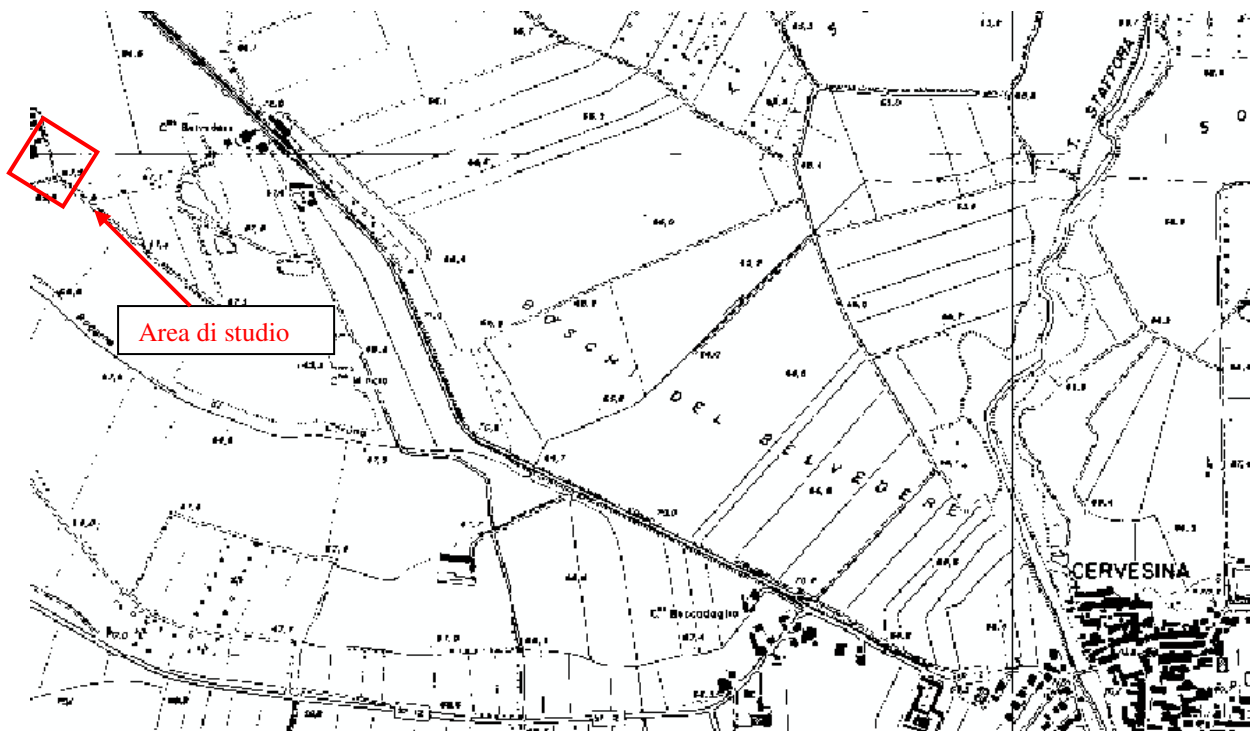


Fig.1 - Ubicazione della zona oggetto di ampliamento - CTR sezione A8e1



Fig.2 - Ubicazione area d'indagine (immagine satellitare Google Earth)

2.2 *Aspetti geologici-geomorfologici*

Il territorio oggetto di studio dal punto di vista geologico è posto all'interno di un vasto ripiano alluvionale che costituisce parte della Pianura Padana a sud del Fiume Po.

Le sue origini sono riconducibili al Quaternario antico (Pleistocene inferiore), quando una serie di intense mutazioni climatiche caratterizzata dall'alternarsi di periodi di espansione dei ghiacciai alpini ed appenninici (glaciazioni) a periodi di ritiro degli stessi (intervalli caldi) ha dato luogo ad intensi fenomeni di erosione dei rilievi montuosi.

A livello locale è possibile identificare un primo ripiano (il più esteso ed elevato altimetricamente) su cui insistono i centri abitati e la parte centro meridionale del territorio comunale (Q2'); è costituito da una coltre superficiale di alluvioni prevalentemente limo-argillose, di spessori compresi tra i 4 ed i 12 metri, poggiante su materiali più grossolani (ghiaie e sabbie) e depositate dal Fiume Po e dai suoi affluenti appenninici nel tardo Pleistocene (Fluviale recente).

Tale ripiano è delimitato verso Nord dalla ampia fascia di divagazione fluviale del Po, costituita dalle "alluvioni medie e recenti" – Q2r - (Olocene), rappresentate prevalentemente da depositi sabbiosi con locale e limitata copertura limosa.

Più in particolare l'area di studio si trova su un terrazzamento intermedio tra i depositi pleistocenici del Livello Fondamentale della Pianura e le alluvioni recenti del Fiume Po e litologicamente è costituito da sabbie e limi sabbiosi con intercalazioni ghiaiose.

Questi depositi (materasso alluvionale) presentano spessori assai variabili e sono costituiti da un'alternanza di orizzonti semipermeabili/impermeabili (argille o depositi sabbiosi- limosi – argillosi) e di orizzonti a permeabilità medio alta (sabbia – ghiaia), sede di falde acquifere di buona potenzialità.

A seguito di tale origine prettamente fluviale, la zona risulta complessivamente pianeggiante, con blanda inclinazione verso Nord per il progressivo avvicinamento alla zona di scorrimento del F. Po.

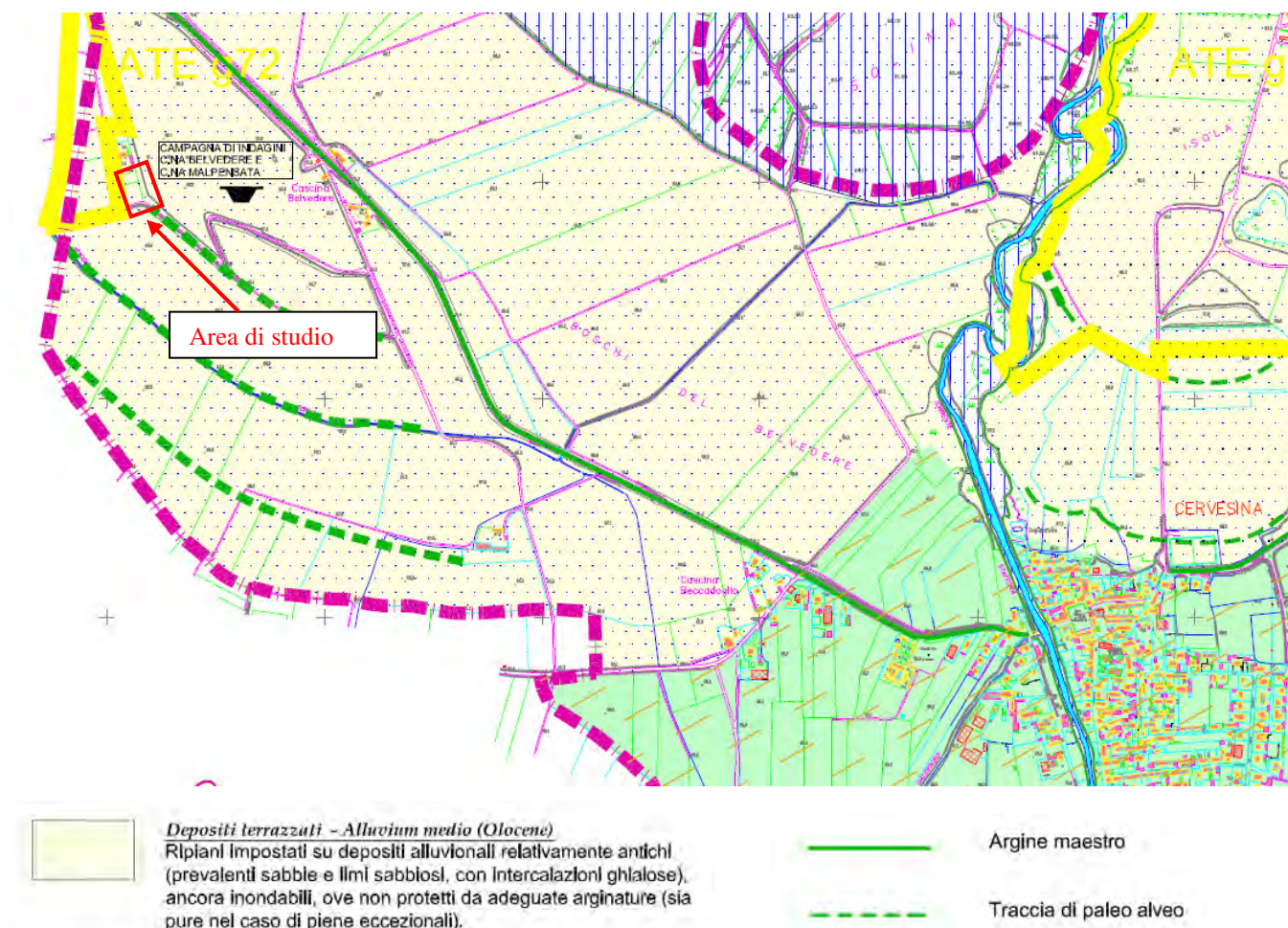


Fig. 3 – Stralcio della Carta geologica allegata al PGT Comunale

L'area sulla quale si estende l'area di interesse ricade nella fascia di divagazione del F. Po ed è pertanto caratterizzata da tracce evidenti di meandri abbandonati (paleo alvei come quello su cui si è impostata la Roggia Dicorana), da lanche e dalla disposizione planimetrica tipicamente arcuata del reticolo idrico minore e delle successive linee di scarpata che richiamano l'andamento di antichi tracciati del Fiume.

La fascia di meandreggiamento è costituita da ripiani alluvionali sub pianeggianti, interrotti da scarpate di erosione fluviale di altezza limitata (1 – 2 metri) che, nel nostro caso, permettono di separare i depositi dove ricade l'area di interesse, costituiti da sabbie e limi sabbiosi, con intercalazioni ghiaiose e inondabili (ove non protetti da arginature) dai soprastanti depositi pleistocenici, costituiti da depositi relativamente antichi formati da limi e limi argillosi con intercalazioni sabbioso ghiaiose che aumentano con la profondità.

Una significativa emergenza morfologica è rappresentata anche dal solco di incisione valliva del Torrente Staffora che, nel tratto a monte di Cervesina, ha un andamento marcatamente rettilineo e con scarsi caratteri di naturalità, mentre nella parte terminale del suo corso si allarga dando luogo ad un andamento tipo meandriforme anche se limitato.

In generale il territorio è stato, per la maggior parte, modificato dall'intensa opera di antropizzazione del paesaggio (pratiche agricole, livellamenti, urbanizzazione) che ha portato anche ad alterazioni morfologiche

del territorio dovute all'esercizio dell'attività estrattiva, come quella individuate immediatamente ad Ovest dell'area di interesse (ATE G 72), che a livello comunale viene svolta sia in falda che all'asciutto, nelle alluvioni limoso argillose per la produzione di laterizi e, in area golenale, in sedimenti sabbioso ghiaiosi. In ultimo si segnala la presenza a Nord dell'area dell'autodromo dell'argine maestro eretto a protezione delle inondazioni del Fiume Po.

2.3 Aspetti idrografici e idrogeologici

L'elemento idrografico principale è dato dal Fiume Po che scorre con direzione Est-Ovest a circa 1,2 km più a Nord dell'area in esame. Localmente l'assetto idrogeologico del territorio di Cervesina risente anche dell'azione drenante del Torrente Staffora che scorre proprio in corrispondenza dell'urbanizzato cittadino a circa 1,6 km dall'area di interesse. Inoltre si segnala nelle immediate vicinanze dell'area di studio la presenza della Roggia Dicorana che, come accennato in precedenza, scorre con direzione Est-Ovest proprio a confine con la parte meridionale della zona di ampliamento ed è impostata su un antico paleo alveo del Fiume Po. Nell'ambito del territorio comunale (e dei comuni limitrofi ricadenti all'interno della "Superficie principale della pianura a sud del Po") si trovano depositi continentali quaternari aventi uno spessore medio che va progressivamente assottigliandosi verso Sud, fino ai primi rilievi collinari, dove affiora il substrato marino pliocenico; tali depositi sono sede di acquiferi più o meno in comunicazione fra di loro secondo un sistema multifalda.

Gli strati fino ad 80 - 90 metri di profondità, identificabili con i depositi fluviali pleistocenici, sono, tranne che nella Superficie principale della pianura ove esiste una copertura superficiale impermeabile di spessori compresi tra i 4 ed i 12 metri, prevalentemente sabbioso-ghiaiosi con rari livelli limosi e argillosi mentre i depositi sottostanti sono caratterizzati da potenti bancate limoso-argillose intercalate a livelli non continui di materiale sabbioso e ghiaioso (cfr. sezione idrogeologica a seguire).

Si delinea pertanto una situazione generale che vede, a livello superficiale, una netta divisione del territorio in due fasce, quella delle aree golenale, più a nord, che insiste su depositi olocenici, a permeabilità da media ad elevata, e quella centro meridionale, che comprende anche gli abitati principali, con permeabilità da bassa a nulla fatta eccezione per l'alveo di Staffora e le aree limitate dove interventi estrattivi hanno portato a giorno la sottostante falda.

L'acquifero superficiale tende a dirigersi verso Nord, ovvero verso l'asse principale del Fiume Po che funge, a scala regionale, da asse drenante per tutte le acque di questa fascia di pianura. In particolare la falda risulta in diretta comunicazione con la falda di sub alveo del Po e dello Staffora nelle aree golenale, mentre risulta semiconfinata nella restante superficie comunale.

Dall'osservazione della carta idrogeologica allegata al PGT comunale, emerge come in corrispondenza della zona di studio la falda, avente direzione Sud-Nord, dovrebbe attestarsi ad una profondità maggiore di 3 m, ovvero intorno ai 5-6 m di profondità. La prova penetrometrica dinamica ha appurato che la circolazione idrica sotterranea si attesta, a ottobre 2017 dopo un lungo periodo di siccità, a profondità maggiori di 7 metri.

Più a Nord, in corrispondenza dell'area golenale del Po e delle alluvioni recenti, la falda invece si presenta prossima al piano campagna.

Con un maggior grado di dettaglio, analizzando le stratigrafie dei pozzi ed i profili di alcuni sondaggi è possibile sintetizzare per il territorio comunale la seguente successione stratigrafica di massima:

- primo livello superficiale al di sotto del suolo agrario rappresentato da argille limose prevalenti, con locali lenti limose, più fitte alla base dello strato, dove iniziano ad affiorare orizzonti limo-sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi a matrice limosa; questo livello, presente nella fascia centro meridionale della superficie comunale, risulta di potenza compresa tra i 4 ed i 10 metri e presenta deboli caratteri di artesianità;
- Al letto del primo livello, impermeabile, (e direttamente al di sotto del terreno agrario nella fascia golenale) affiorano sedimenti a granulometria decisamente più grossolana, costituiti da sabbie miste a ghiaietto e/o ciottoli con locali livelli limosi, a permeabilità più bassa, e che si estendono fino ai 70-80 m. da piano campagna. A tali depositi, su cui ricade l'area di studio, è stata attribuita una vulnerabilità medio-alta.
- A profondità superiori si riscontra un banco impermeabile costituito da argille compatte e marnose di potenza indicativa superiore ai 15 metri (16 metri nel pozzo comunale di Cervesina, 30 metri in quello di Silvano Pietra); tale livello è identificato anche nella sezione geologica interpretativa a quote intorno al livello del mare.

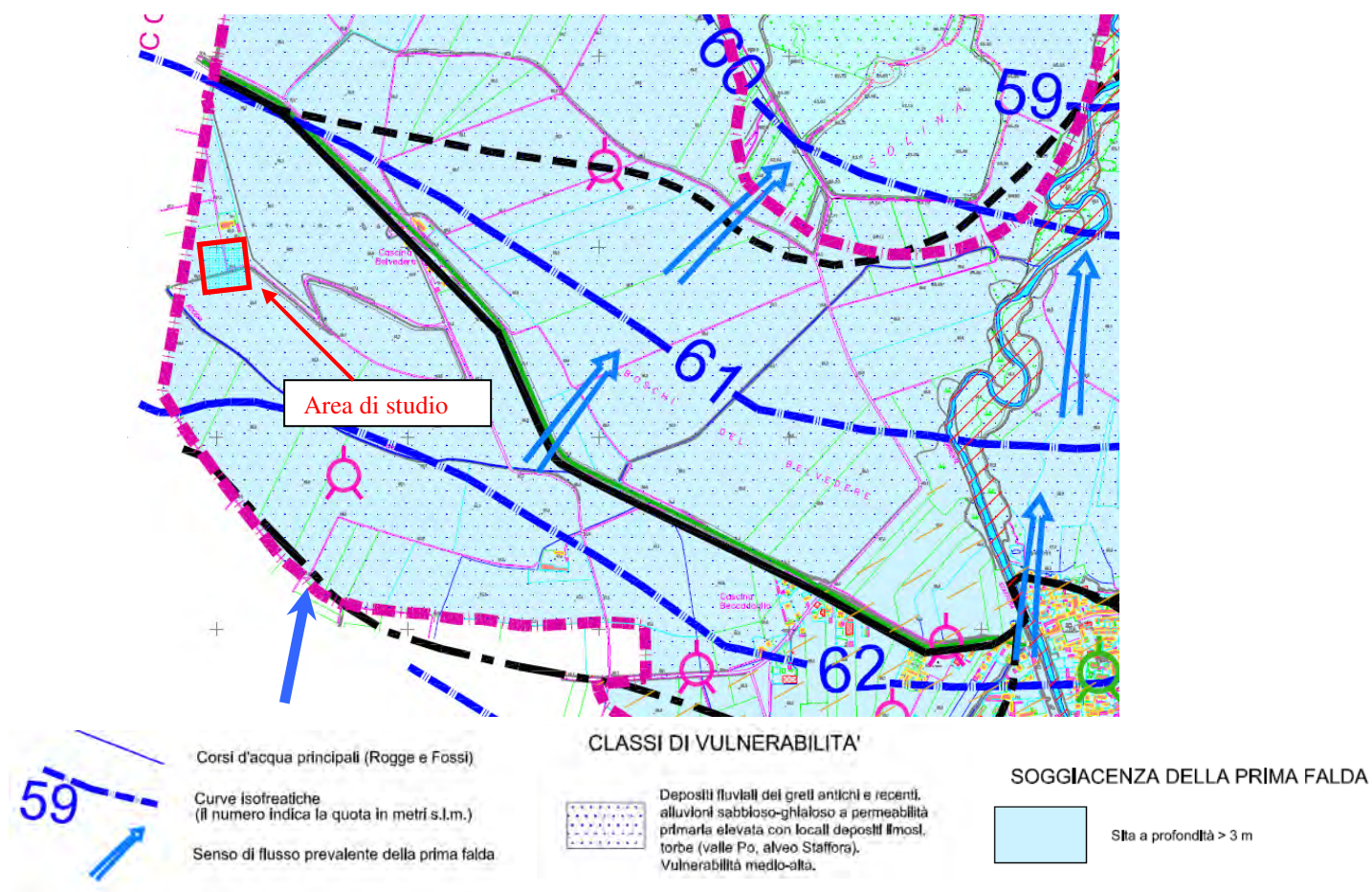


Fig. 5 – Stralcio della Carta idrogeologica allegata al PGT Comunale

3. FATTIBILITÀ GEOLOGICA, VINCOLISTICA E CARTA DI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

Dall'analisi dello studio geologico allegato al PGT del comune di Cervesina, risulta come l'area in esame ricade in classe 2 di fattibilità geologica - fattibilità con modeste limitazioni



CLASSI DI FATTIBILITA' GEOLOGICA

II

CLASSE II - Fattibilità con modeste limitazioni

Classe che comprende aree con condizioni limitative dovute alla presenza di terreni limosi-argillosi compressibili e/o a limitata soggiacenza della falda acquifera (sospesa) e di terreni sabbioso-ghiaiosi ad elevata permeabilità (vulnerabilità medio-alta).

Si richiedono approfondimenti di carattere geotecnico e idrogeologico e la verifica puntuale della soggiacenza di falda. E' obbligatorio uno studio geologico-geotecnico in ottemperanza al D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" e indagini come indicato in relazione - *PRESCRIZIONI GEOTECNICHE* e *INDAGINI ORIENTATIVE* -).

Tali aree sono caratterizzate da:

- Grado di protezione della falda medio-alto (Vulnerabilità medio-bassa)
- Classificazione geotecnica : "Zona C"/ "Zona A"

Fig.6 - Stralcio di "Carta della fattibilità geologica" allegata al PGT – Comune di Cervesina

In tali aree si ha presenza di locali condizioni limitative dovute alla presenza di terreni superficiali limoso argillosi comprimibili; in tali zone rientra la gran parte delle aree agricole e del centro abitato.

Si richiedono approfondimenti di carattere geotecnico ed idrogeologico, al fine di verificare eventuali disomogeneità areali dei terreni di fondazione e di identificare le corrette tipologie fondazionali adottabili in elazione all'entità dell'intervento; va inoltre verificata puntualmente la soggiacenza della falda (per possibile presenza di falde "sospese" – temporanee) per la realizzazione di locali seminterrati e/o in sotterraneo (Box, cantine).

Sono richieste, prima di ogni nuovo intervento edificatorio, indagini dettagliate (studio geologico – geotecnico) in ottemperanza al D.M. 14 Gennaio 2008 (e succ. mod. int.) ed alle direttive regionali.

Per le opere ricadenti in questa classe valgono le seguenti prescrizioni:

Nuovi fabbricati di qualsiasi destinazione d'uso: studio geologico e geotecnico, come prescritto dal D.M. del 11/03/1988 e s.m.i., generalmente limitato al singolo progetto edilizio e all'immediato intorno con eventuali prescrizioni per la salvaguardia idro-geologica dell'area.

Le indagini geognostiche da svolgersi in fase preliminare alla stesura del singolo progetto, dovranno essere finalizzate alla definizione dei seguenti elementi:

- **successione litostratigrafica locale**
- **caratteristiche geotecniche dei terreni individuati**
- **posizione della falda freatica**
- **interazione strutture terreno di fondazione.**

La scelta delle metodologie di indagine deve essere effettuata in rapporto alle litologie prospettate nel Piano e verificate nel corso dell'indagine stessa che sarà effettuata mediante l'esecuzione di prove penetrometriche di tipo statico CPT e/o dinamico o per mezzo di trincee esplorative con prelievo di campioni di terreno da sottoporre a prove geotecniche di laboratorio.

Analogamente, per le fondazioni su pali, la caratterizzazione geotecnica dovrà essere rilevata lungo l'intero fusto del palo fino ad una profondità definita, mediante l'esecuzione di prove penetrometriche di tipo statico CPT e/o dinamico e/o sondaggi a carotaggio continuo con posa di piezometri per il controllo ed il monitoraggio del livello di falda.

Ristrutturazione di edifici esistenti di qualsiasi destinazione d'uso, esclusa la demolizione e ricostruzione in loco: non saranno necessarie indagini geologiche e geotecniche solo se una dichiarazione del tecnico progettista accerti che siano verificate le condizioni indicate nel D.M. LL.PP. 20 Novembre 1987 (e s.m.i.) di seguito riportate:

- *nella costruzione non sono presenti dissesti strutturali attribuibili a cedimenti delle fondazioni; gli interventi di ristrutturazione non comportano sostanziali alterazioni dello schema statico del fabbricato*
- *gli stessi interventi non comportano rilevanti modificazioni dei carichi e dei sovraccarichi verticali e orizzontali esistenti*
- *i carichi trasmessi dalla nuova costruzione sono inferiori o pari a quelli esistenti e non sussiste la possibilità di cedimenti differenziali fra le strutture di vecchia e nuova realizzazione*
- *non si sono manifestate modificazioni dell'assetto geostatico e/o idrogeologico della zona che possano influenzare la stabilità delle fondazioni.*

Ristrutturazione, con demolizione e ricostruzione in loco, di edifici esistenti di qualsiasi destinazione d'uso: studio geologico e geotecnico come prescritto dal D.M. LL.PP. del 11/03/1988 e s.m.i. limitato al singolo progetto edilizio e all'immediato intorno con eventuali prescrizioni per la salvaguardia idrogeologica dell'area.

Le indagini geognostiche da svolgersi in fase preliminare alla stesura del singolo progetto, dovranno essere finalizzate alla definizione dei seguenti elementi:

- **successione litostratigrafica locale**
- **caratteristiche geotecniche dei terreni individuati**
- **posizione della falda freatica**

- interazione strutture terreno di fondazione.

In considerazione della prevalente natura geologica del territorio comunale le metodologie di indagine dovranno essere articolate preferibilmente sull'esecuzione di prove penetrometriche di tipo statico CPT e/o dinamico e/o l'apertura di trincee esplorative con prelievo di campioni di terreno da sottoporre a prove geotecniche di laboratorio.

Ampliamenti edifici esistenti di qualsiasi destinazione d'uso: sarà necessaria una verifica geotecnica di fattibilità dell'intervento che dovrà essere supportata da indagini geognostiche puntuali qualora il progetto preveda l'aggiunta di nuovi corpi di fabbrica in adiacenza agli esistenti.

I progetti dovranno inoltre essere supportati dallo svolgimento preliminare di uno studio geologico-tecnico nei seguenti casi:

- scavi sotterranei per l'esecuzione di locali interrati*
- scavi e sbancamenti a ridosso o nelle vicinanze di costruzioni esistenti*

In considerazione della prevalente natura geologica del territorio comunale le metodologie di indagine dovranno essere articolate preferibilmente sull'esecuzione di prove penetrometriche di tipo statico CPT e/o dinamico o per mezzo di trincee esplorative con prelievo di campioni di terreno da sottoporre a prove geotecniche di laboratorio.

Manufatti o interventi di modesta o modestissima rilevanza tecnica (garage in lamiera, autorimesse in muratura se isolate con superficie max di 18 m² e altezza al colmo di 3,0 m, porticati con altezza al colmo di 3,0 m, muri di recinzione ad esclusione dei muri di sostegno a qualsiasi titolo, esclusi gli incastri di derivazione dei cavi e gli attraversamenti pedonali delle rogge): non saranno da pre-vedere indagini geologiche e geotecniche ad esclusione di quelle opere la cui realizzazione potrebbe condizionare sia la stabilità dell'area circostante che quella di manufatti presenti nell'immediato intorno (es. sbancamenti o riporti significativi)

Osservando la carta dei vincoli comunale è possibile osservare come la zona sia compresa tra la fascia C e la fascia B del PAI. Inoltre l'area è ricompresa in una zona individuata nel PGT dal punto di vista litologico come area interessata sa "Sabbie e Ghiaie" – Zona A:

"Zona A - Area in cui per la natura dei terreni superficiali e quelli posti nell'immediato sottosuolo i processi di consolidazione sono rapidi: ad essa corrispondono i terreni sabbiosi e ghiaiosi e quando lo spessore un'eventuale coltre limosa è talmente di modesta da essere praticamente trascurata"

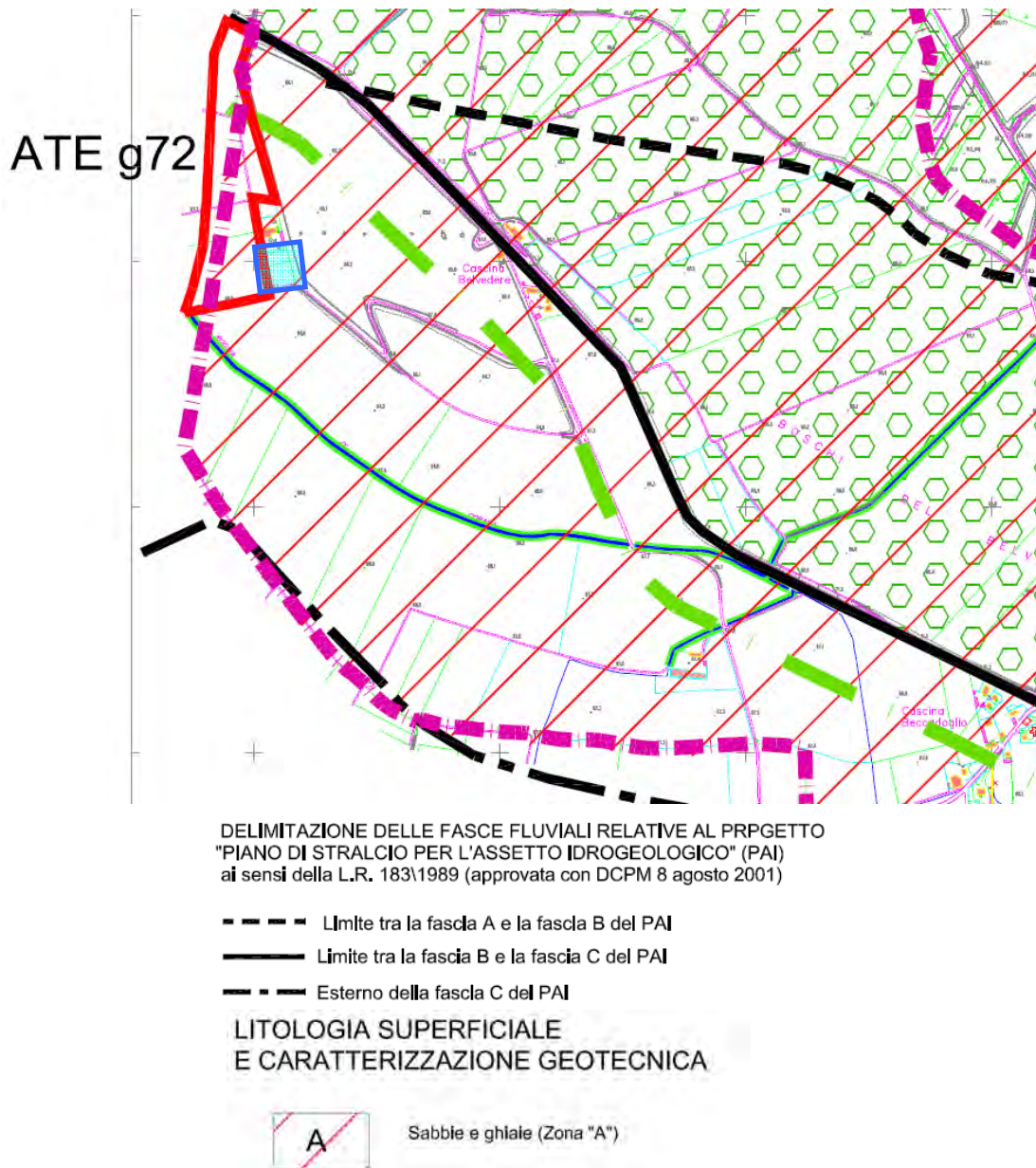
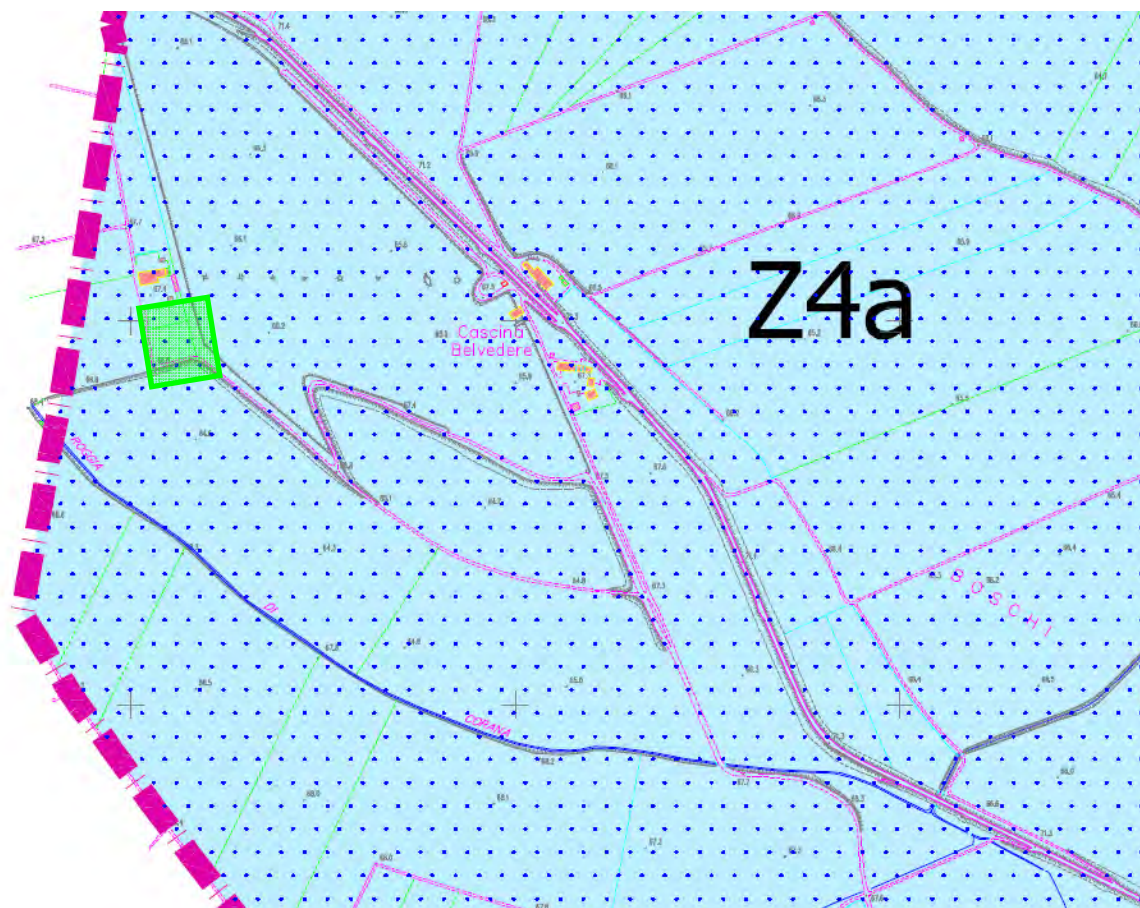


Fig. 7 - Stralcio della Carta dei Vincoli allegata al PGT – Comune di Cervesina

Dall'analisi della carta della pericolosità sismica locale allegata al PGT comunale, l'area in esame risulta compresa nello scenario di pericolosità sismica locale Z4a, definita come: "zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi".

La parte del centro urbano del Comune di Cervesina ricade pertanto in questa zona di depositi fluvio-glaciali appartenenti al Livello Fondamentale della Pianura.



Z4a

Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi

Fig. 8 – Carta della Fattibilità geologica e relativa legenda tratte dal PGT comunale di Cervolina

Poiché il Comune di Cervolina si trova in classe sismica 3, in relazione allo Scenario di Pericolosità Sismica Locale (Z4a - Effetti: AMPLIFICAZIONI LITOLOGICHE E GEOMETRICHE) in fase progettuale si dovrà applicare il 2° LIVELLO di approfondimento, al fine di caratterizzare (mediante indagini dirette sui terreni oppure mediante sismica in foro o superficiale) gli effetti di amplificazione sismica locale (ai sensi della DGR 8/7374/ 2008 e DGR IX/2616 del 30 Novembre 2011), non solo per Opere strategiche e rilevanti (d.d.u.o. n. 19904/2003), ma per ogni tipologia di edificio.

4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

La normativa sismica (D.M. 16 Gennaio 1996) in Italia, anteriormente al Marzo 2003 suddivideva il territorio nazionale in tre categorie di pericolosità (elevata, media e bassa). Per ciascuna categoria sono assegnati un grado di sismicità (S) ed un coefficiente di intensità sismica ($C=(S-2)/100$). Lo spettro di progetto $S_a(T)$ si ottiene moltiplicando il coefficiente C (pari a 0.10g - 0.07g - 0.04g in ordine decrescente di pericolosità sismica) per una forma spettrale $R(T)$ indipendente dalle condizioni del sottosuolo. Queste normative sismiche non tengono conto del ruolo del terreno sulla modifica di forme ed ordinate spettrali, se non con la

moltiplicazione dello spettro per il coefficiente di fondazione e che di regola è unitario, salvo che per "terreni particolarmente compressibili" per i quali si consiglia di incrementare e fino a 1.3.

Si specifica che a seguito della D.G.R 11 Luglio 2014 – n. X/2129 – "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia", il Comune di Cervesina è passato dalla "classe sismica 4" alla "classe sismica 3". In base a tale legge, entrata in vigore il 10 Aprile 2016 (D.G.R n. 4144/2015 Regione Lombardia che sostituisce la D.G.R 10 ottobre 2014 – n. X/2489) non è più possibile svolgere le verifiche geotecniche utilizzando le tensioni ammissibili, ma di fatto, in accordo con il D.M. 14 gennaio 2008, esse dovranno essere condotte agli stati limite.

In ogni caso la normativa sismica ed i parametri relativi a ciascun territorio risultano in veloce e continua revisione, soprattutto nell'ambito della convenzione tra INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) e DPC (Dipartimento Protezione Civile) che prevede l'assistenza per il completamento e la gestione della "mappa di pericolosità sismica" prevista dall'OPCM 3274.

Già l'Ordinanza PCM 3519 del 27/04/06 fornisce una revisione dei valori di a_g sul territorio nazionale ed inserisce il territorio di CERVESINA nella sottozona caratterizzata da valori di a_g compresi tra 0.075 e 0.100 (accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni).

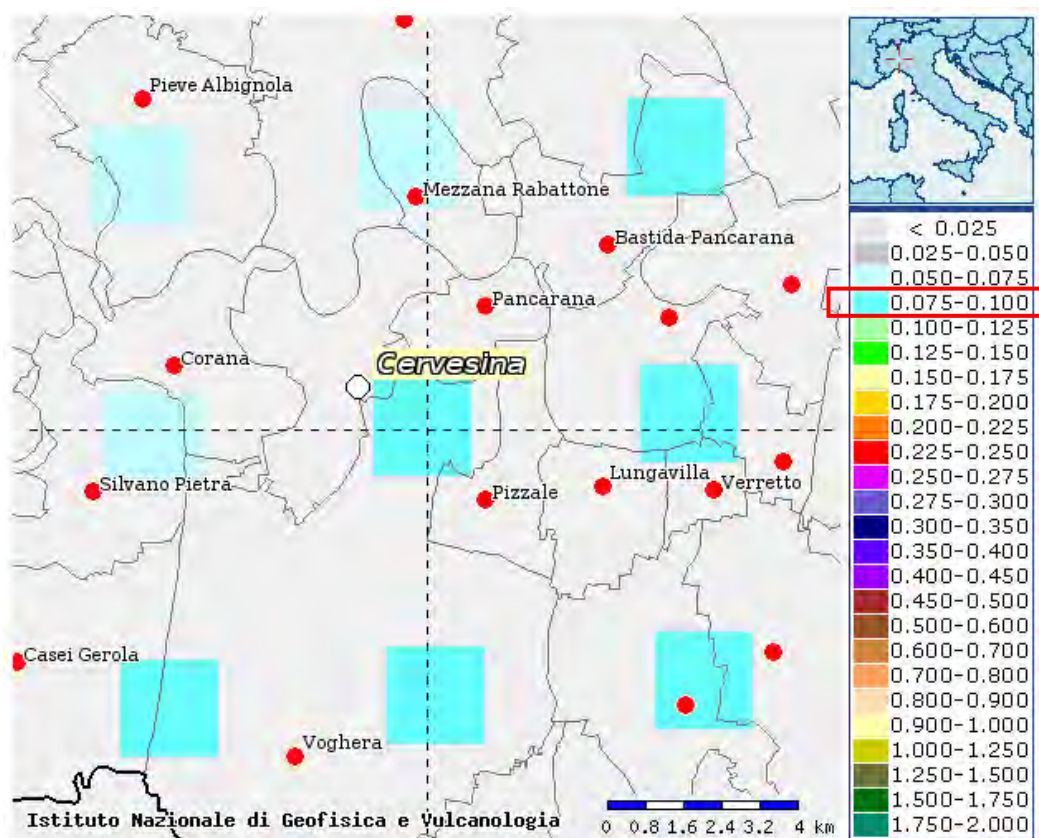


Fig. 9 – Valori di pericolosità sismica del territorio nazionale

Più recentemente nell'ambito della revisione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) 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. La Regione Lombardia ha stabilito nella D.G.R. n°8/7374 del 28/05/2008 (punto 1.4.3) che *"la suddivisione del territorio in zone sismiche (ai sensi dell'OPCM 3274/03) individua unicamente l'ambito di applicazione dei vari livelli di approfondimento in fase pianificatoria"* e specifica altresì che *"ai sensi del D.M. 14/01/2008, la determinazione delle azioni sismiche in fase di progettazione non è più valutata riferendosi ad una zona sismica territorialmente definita, bensì sito per sito, secondo i valori riportati nell'All. B al citato D.M."* I dati riportati nell'All.B del D.M. 14/01/2008 coincidono per lo più con quelli riportati nell'Ord. 3519/2006, e sono in ogni caso determinabili mediante le coordinate geografiche e l'utilizzo di programmi applicativi.

Nelle definizioni precedenti $V_{s,30}$ è la velocità media di propagazione delle onde di taglio entro 30 m di profondità.

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [\text{m/s}]$$

h_i = spessore in metri dello strato i-esimo
 V_i = velocità dell'onda di taglio i-esima
 N = numero di strati

Secondo tale ordinanza, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, sono definite 5 categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione:

Suolo	Descrizione	$V_{s,30}$ (m/s)	$C_{u,30}$ (kPa) (terreni a grana fine)	$N_{spt,30}$ (terreni a grana grossa)
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3 m	$V_{s,30} > 800$		
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	$360 < V_{s,30} < 800$	$C_{u,30} > 250$	$N_{spt,30} > 50$
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	$180 < V_{s,30} < 360$	$70 < C_{u,30} < 250$	$15 < N_{spt,30} < 50$

D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	$V_{s,30} < 180$	$C_{u,30} < 70$	$N_{spt,30} < 15$
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento	$V_{s,30} > 800$		
S1	Depositi di terreni che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fine di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche	$V_{s,30} < 100 \text{ m/s}$	$10 < C_{u,30} < 20$	
S2	Depositi di terreni suscettibili a liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti			

Tabella 1 - Categorie di sottosuolo

Per la corretta definizione delle V_{s30} è stato preso in esame uno stendimento sismico eseguito all'interno dell'area di proprietà a poche decine di metri dall'area di futura edificazione, tramite la realizzazione di una MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) con modellazione del sottosuolo mediante l'analisi delle onde Rayleigh.

4.1 Misura della V_{s30} tramite la tecnica "MASW"

Il metodo MASW è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi. Il metodo di indagine MASW si distingue in metodo attivo e metodo passivo (Zywicki, D.J.1999) o in una combinazione di

entrambi. Nel metodo attivo le onde superficiali generate in un punto sulla superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori.

Nel metodo passivo lo stendimento dei sensori può essere sia lineare, sia circolare e si misura il rumore ambientale di fondo esistente. Il metodo attivo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi dà informazioni sulla parte più superficiale del suolo, sui primi 30m-50m, in funzione della rigidità del suolo. Il metodo passivo in genere consente di tracciare una velocità di fase apparente sperimentale compresa tra 0 Hz e 10Hz, quindi dà informazioni sugli strati più profondi del suolo, generalmente al di sotto dei 50m, in funzione della rigidità del suolo.



Fig. 10 – Ubicazione dello stendimento sismico



Fig. 11– Linea dello stendimento sismico

4.1.1 Analisi dei risultati

La definizione del tipo di suolo ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni, è stata possibile mediante l'esecuzione di indagini indirette basate sulle tecniche della sismica a rifrazione (misura diretta delle V_{s30} con metodologia MASW - Multichannel Analysis of Surface Waves).

A tale scopo, è stato eseguito uno stendimento sismico lineare in prossimità dell'area di studio, con le seguenti caratteristiche:

S 1 - lunghezza pari a 55 m con 12 geofoni a distanza intergeofonica di 5,0 m;

Il profilo M.A.S.W., sulla base dei modelli medi, indica una V_{s30} pari a 274.00 m/s.

Ai fini della definizione delle azioni sismiche secondo le nuove "Norme Tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni" il profilo stratigrafico dei terreni coinvolti nel progetto permette di classificare il sito come:

suolo tipo "C" - "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)."

Si riportano di seguito, i profili con le velocità V_{s30} relativi ai singoli stendimenti:

STENDIMENTO 1

Tracce

N. tracce	12
Durata acquisizione [msec]	1002.3
Interdistanza geofoni [m]	5.0
Periodo di campionamento [msec]	0.131

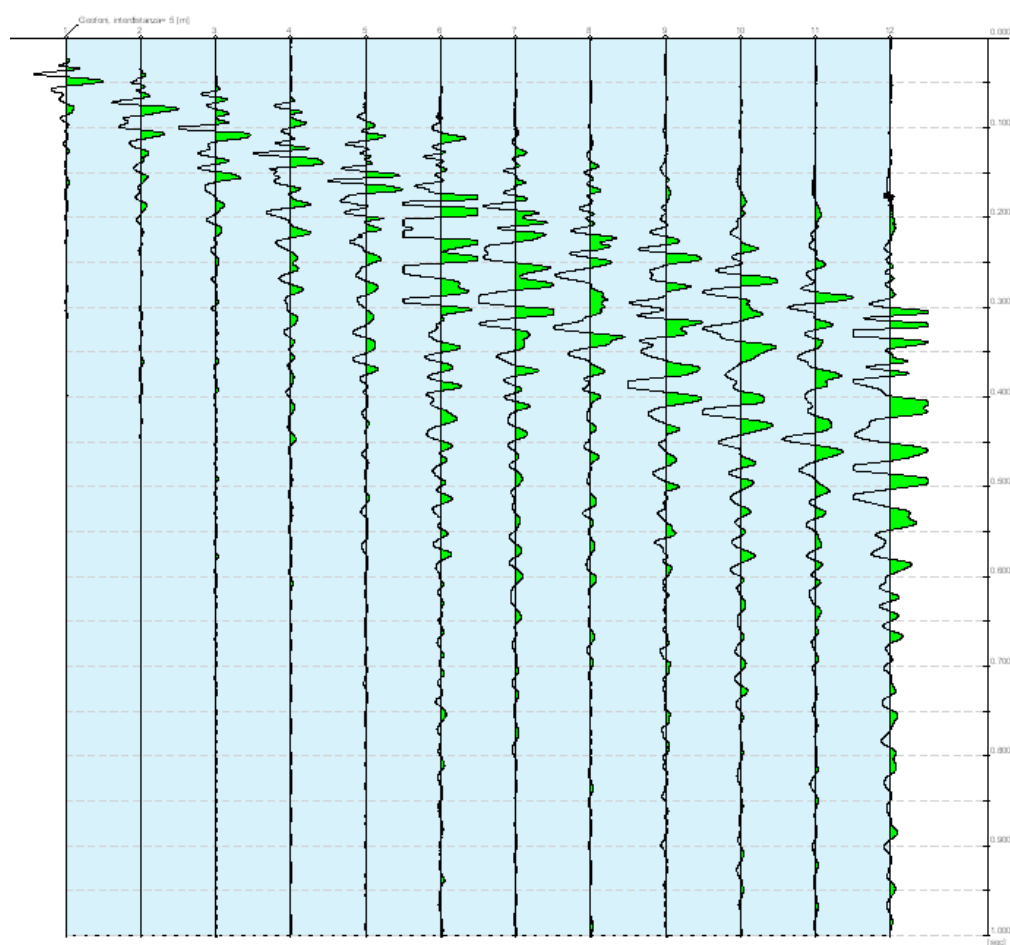


Figura 12 - Sismogramma stendimento MASW 1

Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	1
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	60
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	800
Intervallo velocità [m/sec]	1

Spettro Velocità di fase - Frequenze

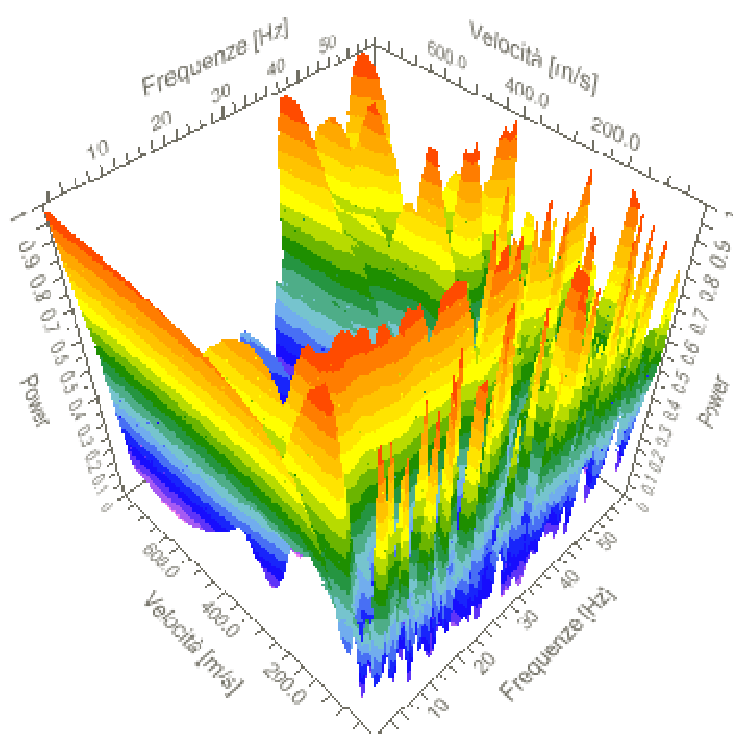


Figura 13- Analisi spettrale

Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	2.9	359.7	0
2	6.4	274.9	0
3	8.8	210.4	0
4	11.4	200.8	0
5	13.7	191.1	0
6	16.6	178.2	0
7	19.9	172.5	0
8	23.2	175.0	0
9	25.3	171.8	0
10	27.9	168.5	0
11	31.2	162.1	0
12	34.0	162.1	0
13	37.1	168.5	0
14	39.4	165.3	0
15	41.8	171.8	0
16	45.1	181.4	0
17	47.2	194.3	0
18	50.7	194.3	0
19	53.3	204.0	0
20	56.4	200.8	0

Tabella 2 - Parametri della curva di dispersione

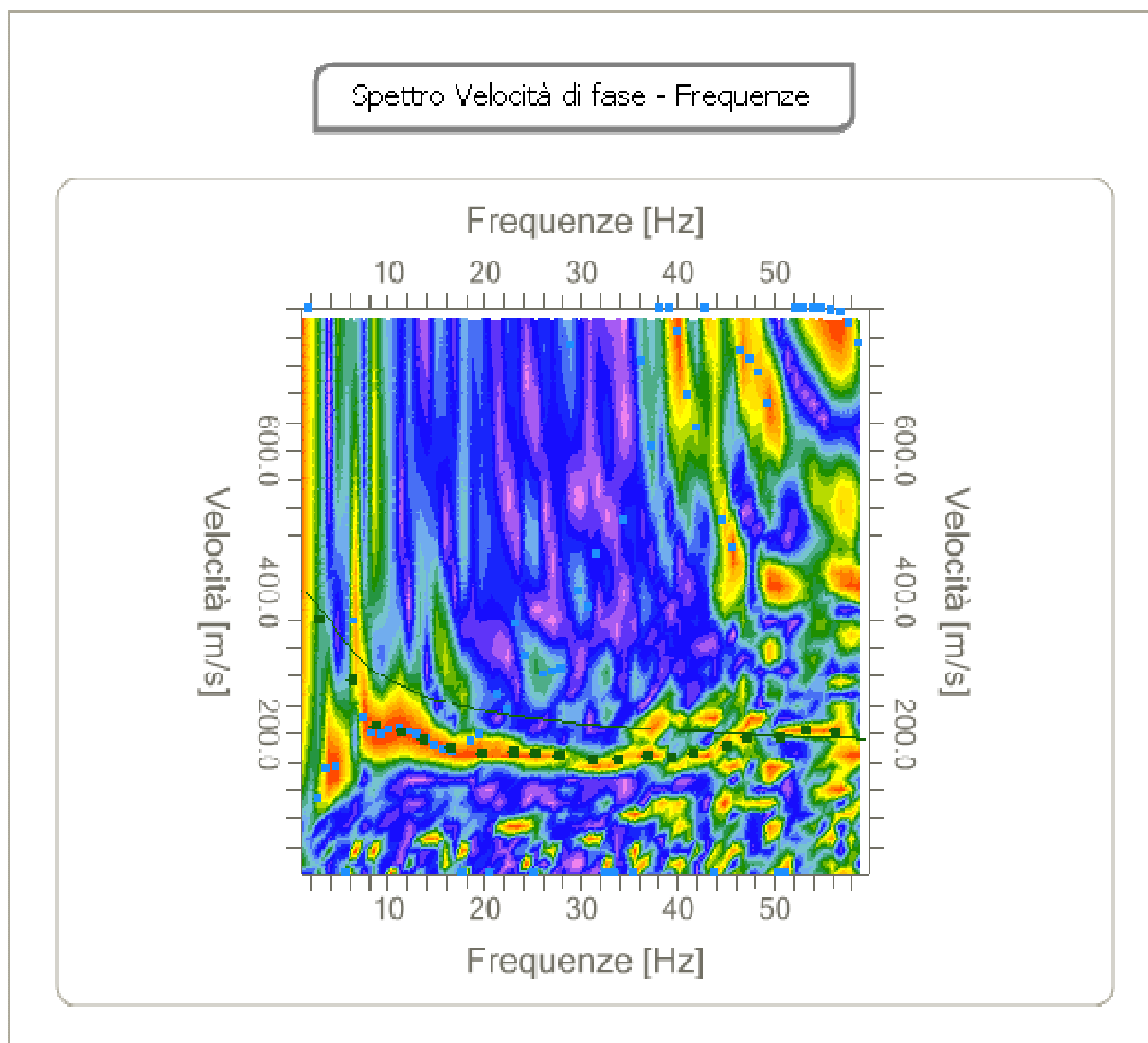


Figura 14 -Curva di dispersione stendimento masw 1

Inversione

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	3.99	3.99	1800.0	0.3	355.0	189.8
2	6.98	2.99	1800.0	0.3	354.1	189.3
3	11.23	4.25	1900.0	0.3	444.5	237.6
4	20.75	9.52	1900.0	0.3	587.6	314.1
5	40.63	19.89	1900.0	0.3	707.2	378.0
6	oo	oo	2000.0	0.3	871.9	466.0

Percentuale di errore 0.395 %

Fattore di disadattamento della soluzione 0.065

Tabella 3 - Valori dell'inversione

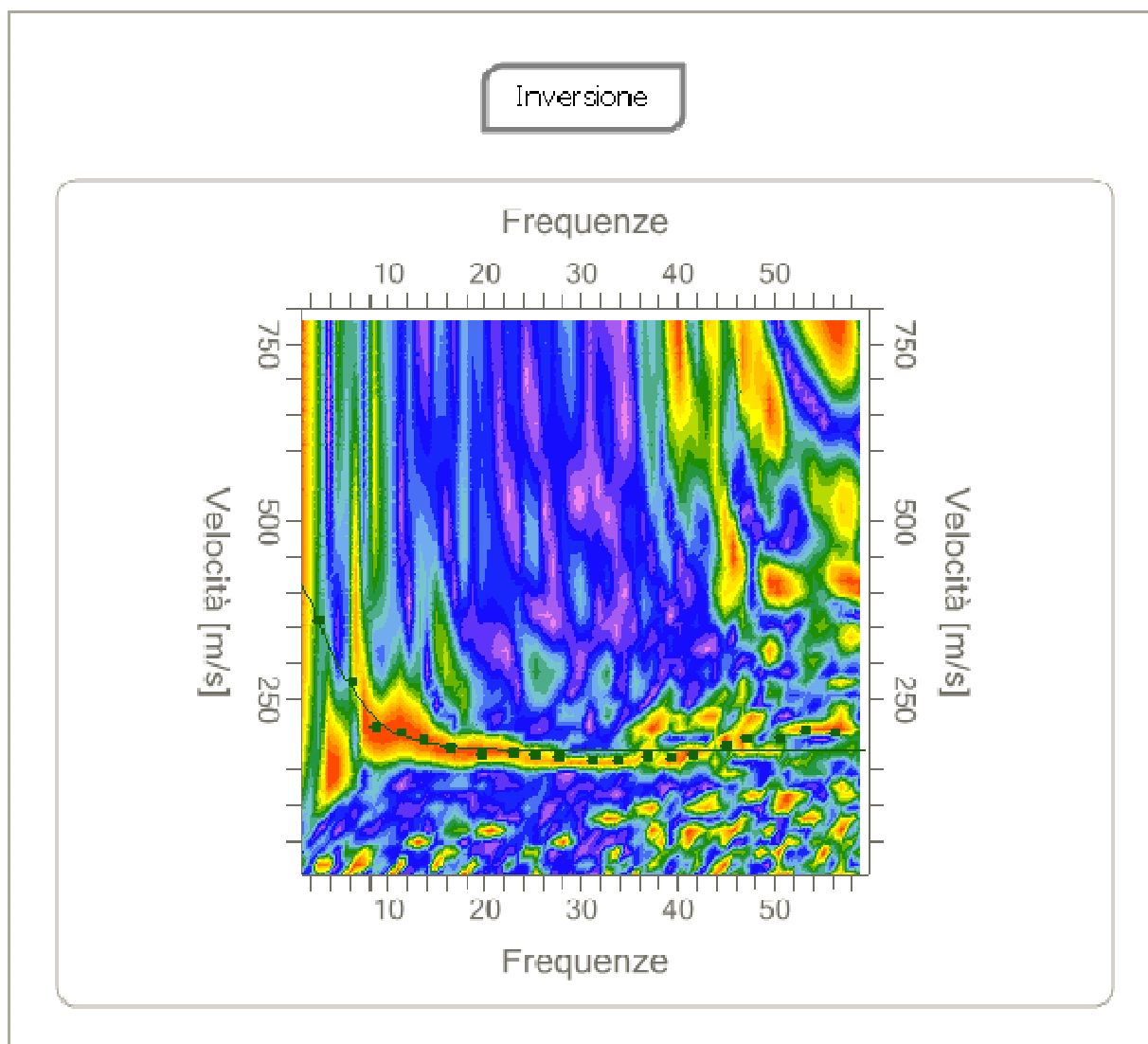


Figura 15-Inversione

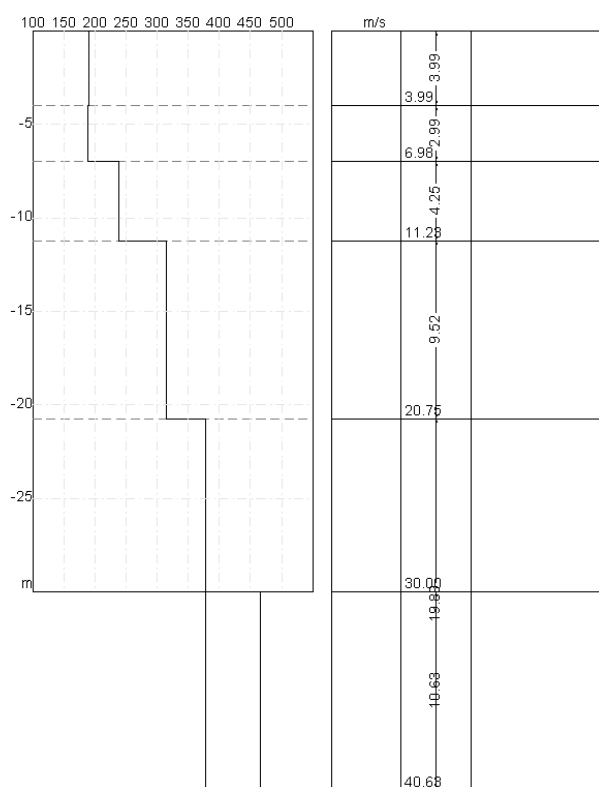
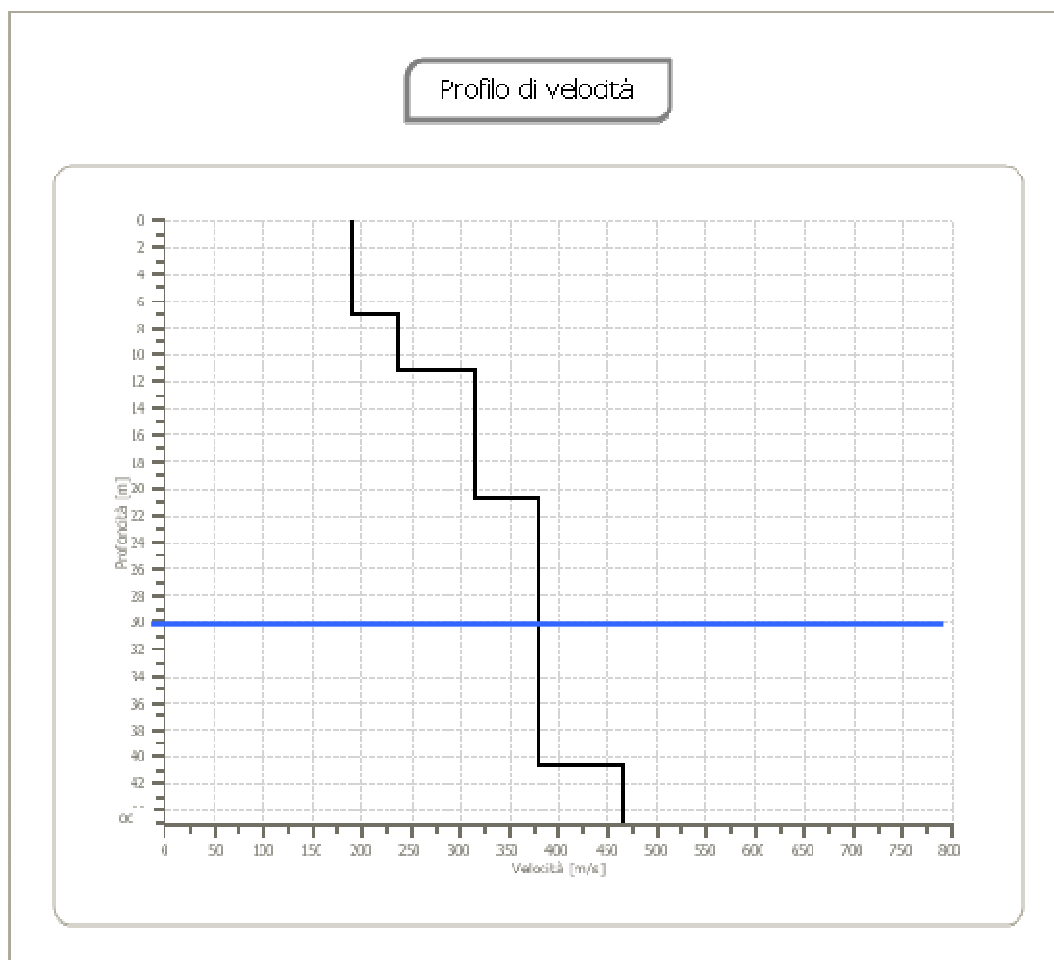


Figura 16-17 - Modello risultante dall'inversione dei dati - Sismostratigrafia

4.1.2 Risultati

A partire dal modello sismico mono-dimensionale riportato nel capitolo precedente, è possibile calcolare il valore delle Vs30, che rappresenta la "velocità equivalente" di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio.

Per il calcolo delle Vs30 si fa riferimento alla seguente espressione, riportata nel D.M. 14.09.2005 e nel D.M. 14.01.2008 (*"Norme tecniche per le costruzioni"*):

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n H_i / V_i}$$

dove H_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Vs30 [m/sec]	274.00
Categoria del suolo	C

4.1.3 Altri parametri

I valori delle Vs sono stati ricavati dall'indagine sismica di tipo MASW, consentendo, tramite formule empiriche, di eseguire una prima stima dei principali parametri elastici dei terreni investigati, con:

G0: Modulo di deformazione al taglio;

Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

Ey: Modulo di Young;

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]
1	3.99	3.99	189.76	355.02	1700.00	0.30	61.22	214.26	132.64	159.17
2	6.98	2.99	189.25	354.06	1700.00	0.30	60.89	213.11	131.93	158.31
3	11.23	4.25	237.58	444.48	1800.00	0.30	101.60	355.61	220.14	264.17
4	20.75	9.52	314.06	587.56	1800.00	0.30	177.54	621.40	384.68	461.61
5	40.63	19.89	378.04	707.24	1800.00	0.30	257.24	900.34	557.35	668.82
6	oo	oo	466.03	871.86	1900.00	0.30	412.65	1444.27	894.07	1072.89

Tabella 4 - Schema riassuntivo parametri estrapolati dalla MASW

4.2 Parametri sismici

Poiché ci troviamo su di un terreno completamente pianeggiante, da un punto di vista topografico, ricade nella classe T1.

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

Tabella 5: caratteristiche della superficie topografica

Pertanto, gli elementi fondamentali dell'area di interesse ed i parametri sismici del sito in esame, trattandosi di un fabbricato agricolo, sono:

SITO IN ESAME	VALORE
latitudine:	45,072854
longitudine:	8,988578
Vita nominale:	50
Classe d'uso dell'edificio:	I
PARAMETRI SISMICI	VALORE
Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1
Coefficiente cu:	0,7

Tabella 6: dati del sito di riferimento

Le azioni sismiche di 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 (V_N) per il coefficiente d'uso (C_U):

Tipo di costruzione	Classe d'uso	Coefficiente d'uso (C_U)	V_N	V_R
2	I	0,7	50 anni	35 anni

Tabella 7 – Determinazione del periodo di riferimento

A partire dai parametri di input sopra riportati, in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} e del periodo di ritorno T_R , sono calcolati, per i diversi stati limite richiesti dalla norma, i valori a_g , F_0 , T_C^* e gli ulteriori parametri necessari per la caratterizzazione sismica locale:

				Valori interpolati			Valori ricavati da a_g , F_0 e T_C^*						
		P_{VR}	T_R	a_g	F_0	T_C^*	S_s	C_c	St	T_b	T_c	T_d	F_v
		[adm]	[anni]	[g]	[adm]	[s]	[adm]	[adm]	[adm]	[s]	[s]	[s]	[adm]
SLE	SLO	81%	30	0,022	2,52	0,18	1,50	1,84	1,00	0.11	0.33	1.69	0.50
	SLD	63%	35	0,024	2,51	0,19	1,50	1,82	1,00	0.11	0.34	1.69	0.52
SLU	SLV	10%	332	0,062	2,50	0,27	1,50	1,61	1,00	0.15	0.44	1.85	0.84
	SLC	5%	682	0,082	2,50	0,28	1,50	1,60	1,00	0.15	0.45	1.93	0.97

Tabella 8 – Parametri e coefficienti sismici del sito

Si riportano di seguito i principali parametri e riferimenti che entrano in gioco:

P_{VR} = probabilità di superamento nel periodo di riferimento in riferimento ai vari stati limite;

T_R = periodo di ritorno;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa al sito (valore nominale);

F_0 = 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.

C_c = coefficiente di categoria di sottosuolo

St = coefficiente di amplificazione topografica

T_b = tratto ad accelerazione costante

T_c = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro

T_d = periodo inizio tratto a spostamento costante

F = fattore di amplificazione spettrale

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica

SLE = stati limite di esercizio:

- (SLO) Stato Limite di Operatività: 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;
- (SLD) Stato Limite di Danno: 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.

SLU= stati limite ultimi:

- (SLV) Stato Limite di salvaguardia della Vita: 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;
- (SLC) Stato Limite di prevenzione del Collasso: 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.

I tre valori ottenuti di a_g , F_o e T_c^* definiscono le varie forme spettrali. Per calcolare il valore di A_{max} (accelerazione massima) occorre moltiplicare il valore di a_g per i coefficienti di amplificazione sismica (S) secondo la seguente relazione:

$$A_{max} = a_g \text{ (m/s}^2\text{)} * S$$

Poiché l'accelerazione massima deve essere fornita in m/s^2 , dai valori nominali di a_g trovati in precedenza si determina il valore di accelerazione massima attesa al sito moltiplicando prima i valori di a_g per 9,81 m/s^2 e successivamente, per ottenere il valore finale di A_{max} relativo ad ogni stato limite, occorre moltiplicare $a_g \text{ (m/s}^2\text{)}$ per i coefficienti di amplificazione sismica S , con $S = S_s \times S_t$ (in questo caso $S = 1,5$ poiché $S_s = 1,50$ e $S_t = 1,00$).

		a_g (accelerazione orizzontale massima)	a_g x 9,81 (m/s ²)	S (coefficiente di amplificazione sismica)	A max (accelerazione massima)
		[g]	m/s ²		m/s ²
SLE	SLO	0,022	0,21	1,5	0,32
	SLD	0,024	0,23	1,5	0,34
SLU	SLV	0,062	0,60	1,5	0,91
	SLC	0,082	0,80	1,5	1,20

Tabella 9 – Determinazione dell'accelerazione massima per i diversi stati limite

I coefficienti Kh (coefficiente sismico orizzontale riferito al sito) e Kv (coefficiente sismico verticale riferito al sito) hanno i seguenti valori:

		Kh	Kv
SLE	SLO	0,007	0,003
	SLD	0,007	0,004
SLU	SLV	0,019	0,009
	SLC	0,025	0,012

Tabella 10–Valori del coefficiente sismico orizzontale (Kh) e verticale (Kv), riferiti al sito

4.3 Valutazione della suscettibilità sismica dell'area (Verifica di II livello)

Effetti litologici

Poiché dal punto di vista degli scenari di pericolosità sismica locale l'area ricade in classe Z4a, al fine di determinare i valori di F_a dal punto di vista degli effetti litologici, sono stati utilizzati i risultati emersi dall'esecuzione dello stendimento geofisico con metodo MASW.

Mediante tale elaborazione e con l'utilizzo di apposite schede messe a disposizione dalla Regione Lombardia, contenute nella D.G.R. 8/7374 del 28/05/2008, si è calcolato il valore di F_a (fattore di amplificazione) da confrontare con i limiti di riferimento indicati dalla Regione Lombardia.

Per ottenere il suddetto F_a è necessario ricavare il valore di V_{s30} (onde sismiche di taglio o trasversali) utilizzando le velocità V_s degli strati intercettati mediante la formula precedentemente riportata. In questo modo si risale al tipo di suolo, che come precedentemente indicato si tratta di tipo C.

Sulla base di parametri geotecnici e litologici, si individua la litologia prevalente del sito e da questo dato si sceglie la relativa scheda di riferimento riportata nella D.G.R. 8/7374 del 28 Maggio 2008 e successivamente nella D.G.R. IX/2616 del 30 Novembre 2011. Nello specifico la normativa regionale riporta 6 tipi di schede litologiche:

- scheda per le litologie prevalentemente ghiaiose;
- scheda per le litologie prevalentemente limoso-argillose (tipo 1 e tipo 2);
- scheda per le litologie prevalentemente limoso-sabbiose (tipo 1 e tipo 2);
- scheda per le litologie sabbiose;

Si riportano, in un apposito diagramma all'interno di queste schede, i valori delle Vs relative ad ogni strato. Tale confronto permette di verificare se si rientra o meno nel campo di validità della scheda di riferimento.

I dati ottenuti in campagna e riportati in Tabella 5 vengono inseriti all'interno della scheda relativa al grafico per la litologia "sabbiosa".

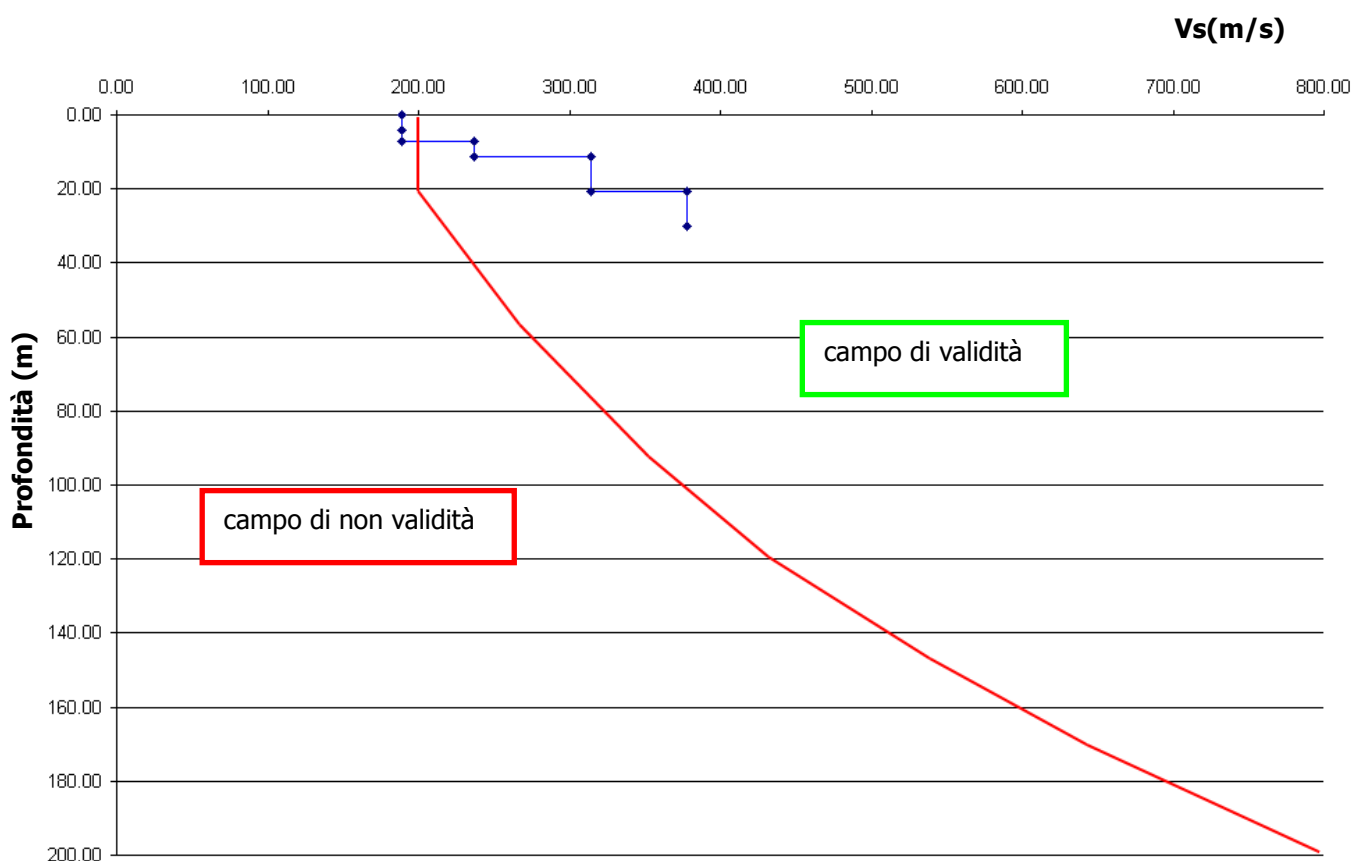


Fig 18 - Grafico relativo al campo di validità della scheda litologica sabbiosa

Ottenuti la velocità del primo strato ed il relativo spessore si riportano questi valori all'interno dell'abaco al fine di ricavare il colore della curva da utilizzare (Fig. 18) per ottenere il valore di F_a .

Facendo pertanto la media pesata, limitatamente al "primo strato" assimilabile ai primi 7 m di terreno, si ha una velocità delle onde assimilabile a 200 m/s.

Ricadendo nel campo evidenziato in rosso non ci sono i presupposti per utilizzare, come indicato dalla normativa, la curva 1 (curva rossa), poiché la condizione "strato con spessore compreso tra 5 e 12 m e velocità media V_s minore o uguale a 300 m/s poggiante su strato con velocità maggiore di 500 m/s" non è rispettata. Infatti nel nostro caso abbiamo sì uno strato superficiale con velocità inferiore a 300 m/s avente uno spessore compreso tra 5 e 12 m, ma è poggiante su uno strato con velocità inferiore a 500 m/s, pertanto si utilizzerà la curva 2 (curva verde).

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	3	3	3	3	3	3												
250		2	1-2	2	2	2	2	2	2	3	3	NA	NA	NA								
300		2	1-2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	NA	NA	NA	NA						
350		2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	NA	NA	NA					
400		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA				
450		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA			
500		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA		
600		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA	NA	
700		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA	NA	NA

Velocità primo strato (m/s)

Fig.19 - Abaco che permette di individuare, in base al colore, la curva di riferimento per l'individuazione di F_a , grazie all'intersezione della profondità raggiunta dal primo strato e la sua velocità

Intersecando il valore di velocità riscontrata con la profondità sopra indicata, si ricade nel campo 2, che corrisponde alla curva verde di figura 18.

Con i valori sopra ottenuti si calcola il periodo "T" relativo al sito. Per la determinazione del periodo si utilizza la seguente equazione:

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

h_i = Spessore in metri dello strato i-esimo

V_{s_i} = Velocità dell'onda di taglio i-esima

Valore del periodo T calcolato
0,58 s

Tabella 11 - recante il valore dei periodo T calcolato

Conoscendo la velocità del primo strato, la curva di riferimento ed il valore del periodo T calcolato, si può risalire al valore di Fa utilizzando gli abachi di riferimento di Fig. 17 e Fig. 18 per la litologia.

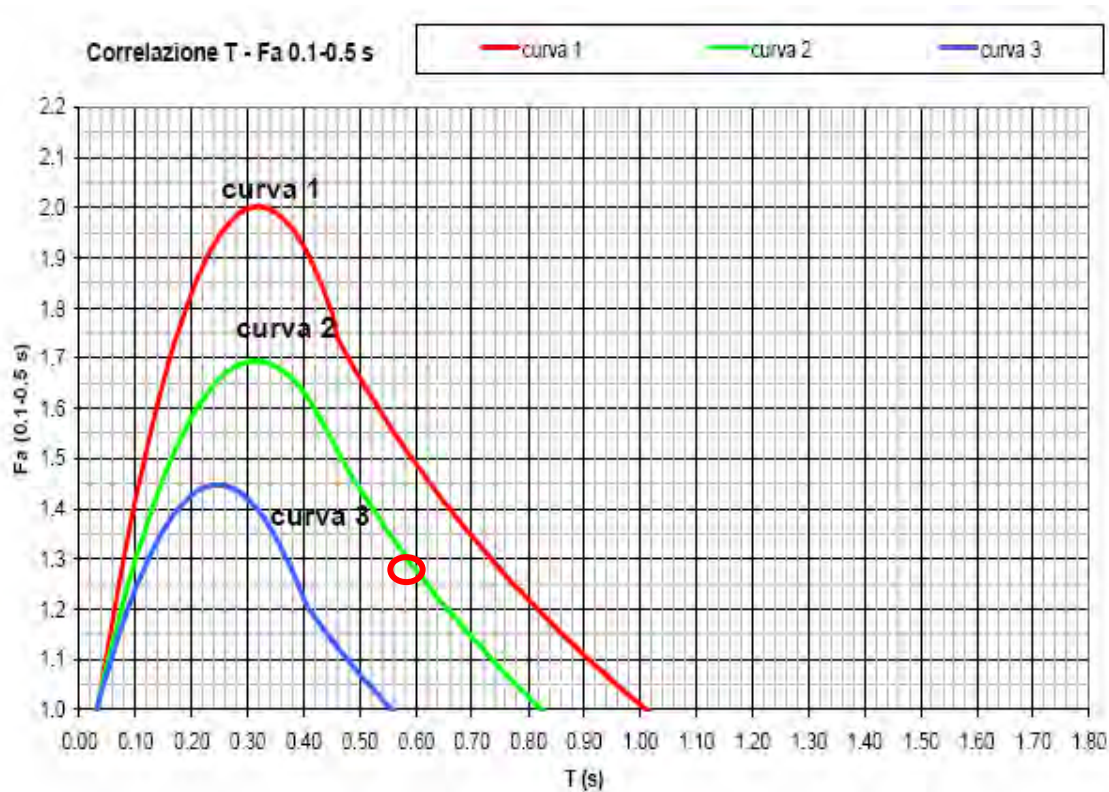


Fig. 20— Abaco di riferimento per la litologia sabbiosa per determinare Fa sulla base di T e della curva di riferimento (riferito ad edifici bassi)

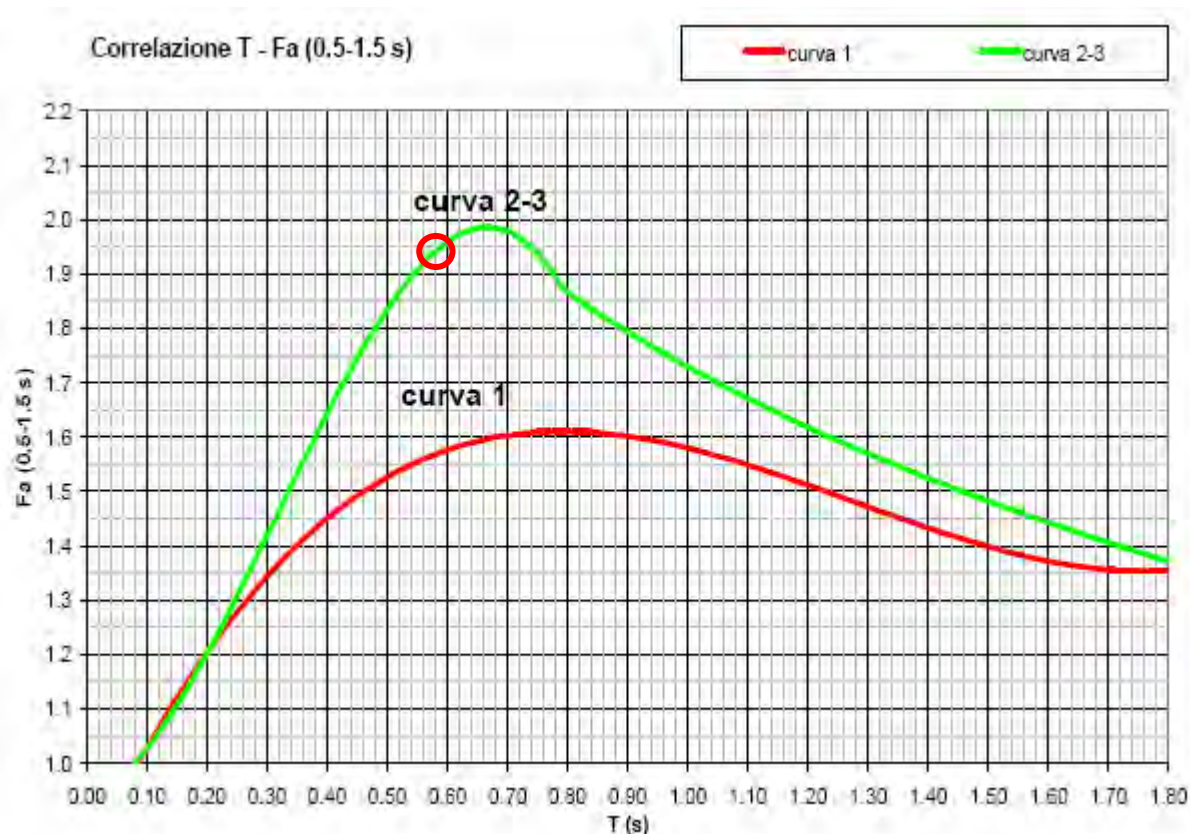


Fig. 21 – Abaco di riferimento per la litologia sabbiosa per determinare F_a sulla base di T e della curva di riferimento (riferito ad edifici alti)

Dagli abachi emerge come il valore attribuito al periodo ($T=0,58$), identifichi sulla curva verde un valore di **$F_a = 1,30$** per edifici bassi (F_a di riferimento per i terreni di tipo C = 1,80) e **$F_a = 1,95$** per edifici alti (F_a di riferimento per i terreni di tipo C = 2,40).

Nel nostro caso il valore di F_a calcolato risulta essere inferiore al valore di F_a di riferimento per la categoria del suolo C, per entrambe le tipologie di edifici.

Le tabelle sottostanti riportano i valori di F_a relativi, nel primo caso ad edifici bassi (max 4 piani), nel secondo caso ad edifici alti e flessibili (5 o più piani) per ogni tipo di suolo individuato dalla Regione Lombardia per il comune di Cervesina.

VALORI DI SOGLIA PER PERIODO COMPRESO TRA 0.1-0.5 s					
COMUNE	Attuale classificazione sismica del sito	Valori di soglia			
CERVESINA	3	Suolo tipo B 1.4	Suolo tipo C 1.8	Suolo tipo D 2.2	Suolo tipo E 2.0

Tabella 12 - Valori di soglia di F_a relativi ad edifici bassi

VALORI DI SOGLIA PER PERIODO COMPRESO TRA 0.5-1.5 s					
COMUNE	Attuale classificazione sismica del sito	Valori di soglia			
CERVESINA	3	Suolo tipo B 1.7	Suolo tipo C 2.4	Suolo tipo D 4.2	Suolo tipo E 3.1

Tabella 13 - Valori di soglia di Fa relativi ad edifici alti

4.4 Fenomeno della liquefazione

La liquefazione di un terreno è rappresentata dal quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. La predisposizione a tale fenomeno rappresenta un elemento da tenere in considerazione soprattutto in chiave di progettazione antisismica.

La liquefazione interessa soprattutto i depositi sabbiosi sciolti, posti sottofalda, che presentano le seguenti caratteristiche:

- Sabbie da fini a medie con contenuti in materiale fine variabile fra 0 e 25%;
- Grado di saturazione pari a 1 (terreni sotto falda);
- Da poco a mediamente addensati;
- Profondità del deposito entro i 15 m dal piano campagna.
- Valori di N_{spt} inferiori a 10 nei primi 10 m di profondità.

Il D.M. 14/01/08 e l'OPCM 3274/03 riportano le linee guida per valutare la suscettibilità alla liquefazione, in particolare la verifica è da omettere nei seguenti casi :

- 1) eventi sismici attesi con magnitudo M inferiore a 5;
- 2) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
- 3) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 4) 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;

- 5) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure sottostanti, nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

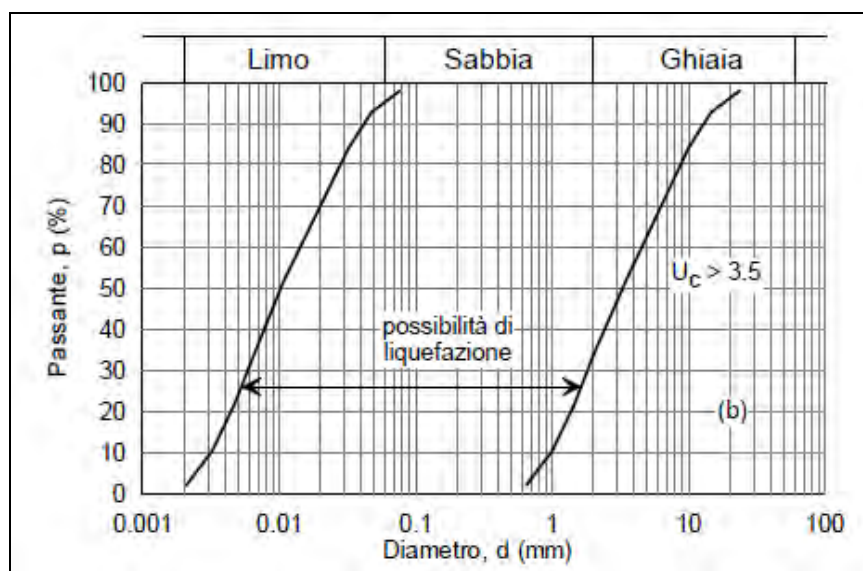
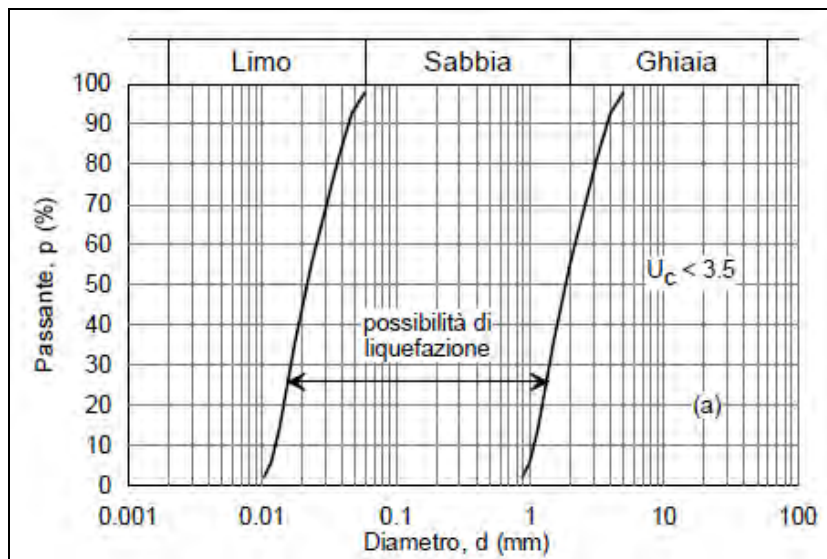


Fig.22 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Quando nessuna delle precedenti condizioni è verificata, la suscettibilità alla liquefazione deve essere verificata utilizzando metodologie di tipo statico-empirico, con riferimento al D.M. 14/01/08 (*punto* 7.11.3.4.3).

4.5 Analisi del rischio alla liquefazione

Il calcolo è stato eseguito sulla base dei risultati ottenuti da una prova MASW, che ha fornito i valori della velocità delle onde sismiche secondarie nella parte più superficiale (V_{s30}) del terreno nel sito in esame. E' stato utilizzato il metodo di Andrus & Stokoe.

Per la stima della magnitudo si è utilizzato il metodo delle zone sismogenetiche con le modalità suggerite in "Indirizzi e criteri per la zonazione microsismica" della Protezione Civile.

Il sito è inserito in prossimità del bordo nordoccidentale della zona ZS9-911 (Tortona-Bobbio), caratterizzata da $M = M_{wMax2} = 6.14$; esso si trova ad una distanza di interesse dalla zona ZS9-915 (Garfagnana-Mugello), con $M = M_{wMax2} = 6.60$ (cfr. le figure); poiché la distanza minima tra il sito e quest'ultima zona risulta di circa $R = 72$ km, applicando la $M_s = 1 + 3 \cdot \log(R)$ suggerita dalla citata Protezione Civile, la magnitudo apparente al sito risulta $M_s = 6.57$, anche se di pochissimo inferiore alla M di detta zona. Per il calcolo si è perciò assunta la magnitudo M_{wMax2} della zona ZS9-915, pari a 6.6.



Estrazione degli eventi con $M_w \geq 6.60$

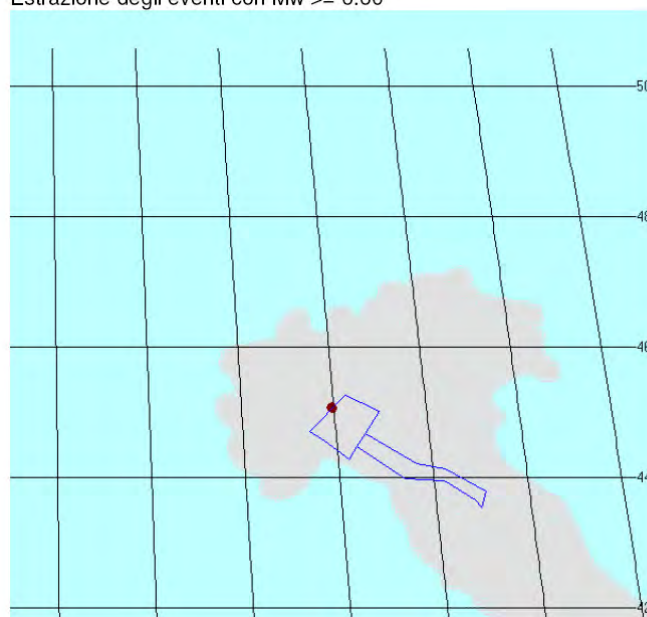


Fig.23-24 – Zone sismogenetiche d'Italia ed ubicazione del sito nella zona sismogenetica

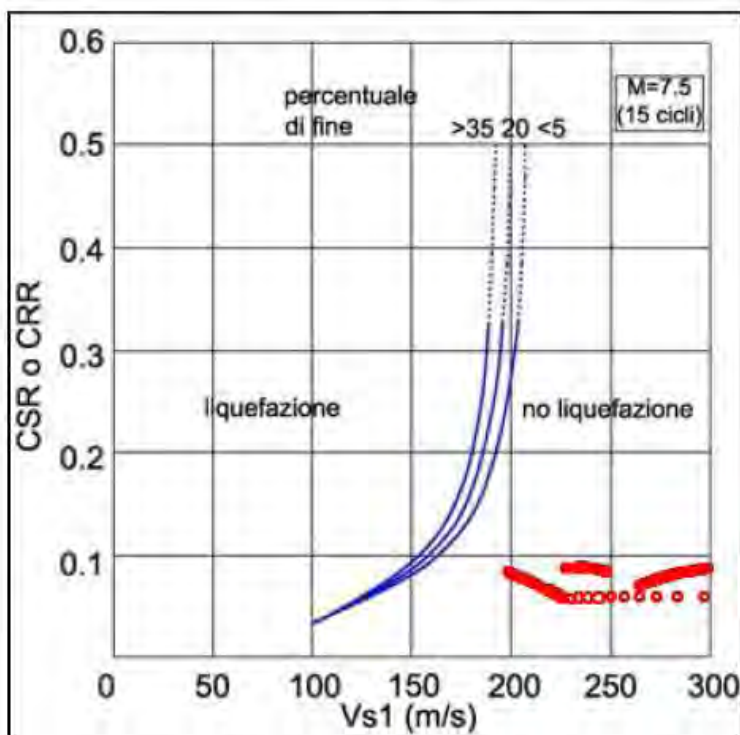
Per quanto attiene l'accelerazione attesa, secondo la normativa NTC, per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per una struttura di progetto di Tipo I con vita nominale di 50 anni, sul sito in esame (categoria di suolo C, categoria topografica T1, coefficiente c_u 0,7 l'accelerazione massima al suolo in free-field (PGA) raggiunge il valore 0.092g (vedasi tabella 9 dove $SLV = 0.092 \cdot 9.81 = 0.91$ m/s²).

Seppur il valore di a_g così individuato è inferiore a 0,1g (pertanto la verifica a liquefazione può essere omessa), è stato comunque cautelativamente eseguita una verifica a liquefazione.

Il PGT del Comune di Cervesina nell'area del sito riporta una soggiacenza della falda compresa fra 3 e 6 m, quindi si è cautelativamente adottato come minima soggiacenza la quota di 3 m dal p.c.

I risultati del calcolo indicano che, per quanto attiene la suscettibilità alla liquefazione il terreno in esame è da classificare "NON LIQUEFACIBILE" con rischio di liquefazione "da Nullo a Molto Basso"

Risultati dell'elaborazione



Relazione tra CSR 6.60 e Vs1 (semplificato da Youd et al., 2001)

Indice del potenziale di liquefazione (Iwasaki et al., 1978):

LPI = 0.00 - Potenziale di rottura molto basso (calcolato fino alla profondità di 20.00 m)

Fig.25 - Risultati dell'elaborazione a liquefazione

5. INDAGINI IN SITO

Al fine di ottenere utili informazioni tecniche destinate ad una corretta interpretazione delle caratteristiche reologiche dei terreni costituenti il sottosuolo dell'area in esame, si è proceduto all'esecuzione di n. 1 prova penetrometrica statica (CPT 1) ed una prova dinamica (SCPT 1) utilizzando un penetrometro statico/dinamico Pagani modello "Emilia TG 63-200" avente una spinta di infissione di 20 t (punta statica: manicotto sup. 150 mm², punta diam. 36 mm, aste lunghe 1,00 m), un maglio di 73,0 Kg, volata 75 cm (punta dinamica: angolo di apertura di 60°, aste lunghe 0,90 m).

La prova penetrometrica statica (C.P.T. = Cone Penetration Test) consiste nello spingere nel terreno, ad una velocità costante di 2 cm/sec, una punta conica (punta meccanica Begemann) collegata ad una serie di aste graduate e misurarne la resistenza alla penetrazione.

Vengono così rilevati ad intervalli costanti (20 cm):

- la R_p o resistenza all'avanzamento della sola punta ($q_c = R_p$);
- la R_l o resistenza per attrito locale sul manicotto;

lette direttamente sul display della cella di carico montata sul gruppo di spinta dell'attrezzatura e misurate in kg/cm².

Da queste letture è possibile risalire all'attrito laterale o locale f_s . Esso è definito come attrito unitario locale e si ottiene sottraendo al valore di R_l (resistenza laterale letta sul display) il valore di R_p , diviso per la superficie laterale del manicotto (S_l):

$$f_s = (R_l - R_p) / S_l$$

La *prova penetrometrica dinamica* (SCPT) consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno la punta conica metallica posta alla estremità dell'asta di acciaio; l'infissione avviene per battitura, facendo cadere da un'altezza costante un maglio di peso standard.

Si conta il numero di colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di lunghezza stabilita (30 cm); la resistenza del terreno è funzione inversa della penetrazione per ciascun colpo e diretta del numero di colpi per una data penetrazione.

Il numero di colpi della prova SCPT (N_{30}) è correlato con l'equivalente numero di colpi della prova SPT (N_{SPT} ; Standard Penetration Test) secondo la seguente relazione:

$$N_{30} / N_{SPT} \approx 0,5 \div 0,6 \text{ (Cestari 1990)}$$

I dati di campagna e le elaborazioni delle prove penetrometriche sono riportati nell'Allegato 1.



Fig. 26 – Ubicazione delle prove eseguite



Fig. 27-28 – Ubicazione delle prove CPT1 e SCPT1

6. CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE

L'elaborazione dei dati desunti dall'analisi dei dati bibliografici e dalle prove penetrometriche realizzate in corrispondenza dell'area oggetto d'intervento, ha permesso di ricostruire l'assetto litostratigrafico del sottosuolo e, contestualmente, di caratterizzare dal punto di vista geotecnico i terreni di fondazione.

Modello litostratigrafico

Il sottosuolo dell'area investigata si presenta caratterizzato dall'alternanza di livelli di sabbie e ghiaie e sabbie limose.

In particolare da 0,0 a 1,20 sono presenti sabbie fini e limi (Orizzonte A). A seguire sino alla profondità di circa 4,0 metri sono visibili sabbie e ghiaie addensate (Orizzonte B) che lasciano il posto in profondità ad alternanze di sabbie e ghiaie e sabbie fini e limi scarsamente addensate (Orizzonte C).

PROFONDITA' (m da p.c.)	MODELLO LITOSTRATIGRAFICO	MODELLO GEOMECCANICO	NSPT medio
Da 0,0 a 1,20 metri	Terreno agrario. Sabbie fini e limi	orizzonte A	7
da 1,20÷4,00 metri	Sabbie e ghiaie addensate	orizzonte B	11
da 4,00÷a profondità non definita	Livelli di ghiaie e sabbie addensate alternate a livelli di sabbia fine debolmente limosa	orizzonte C	13

Nella successiva tabella, ai fini del calcolo di capacità portante, viene riportato il profilo geotecnico dei vari livelli riconosciuti, suddivisi sulla base delle seguenti caratteristiche: litologia prevalente, stato di addensamento dei materiali, proprietà fisico-meccaniche.

All'interno del *range* di riferimento, è possibile identificare il valore medio, considerato come valore medio spaziale ovvero, la media dei valori relativi ad un determinato volume di terreno (esempio: volume di terreno interessato dal cuneo di rottura o da una superficie di scivolamento).

PARAMETRI GEOTECNICI TERRENI DI FONDAZIONE			
Orizzonte A – NON IDONEO COME PIANO D'IMPOSTA DEL FABBRICATO			
Orizzonte B –SABBIE E GHIAIE			
<i>CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Classificazione			incoerente
Spessore		m	3.00
Consistenza			addensato
<i>PESI</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume	γ	t/m ³	1,70÷1,80
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore medio</i>
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	32-34
Coesione efficace	C'	Kg/cm ²	0
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm ²	0
PARAMETRI ELASTICI	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Modulo elastico	E	Kg/cm ²	500

coefficiente di Poisson	μ	-	0,30
<p>Orizzonte C – LIVELLI DI GHIAIE E SABBIE ADDENSATE ALTERNATE A LIVELLI DI SABBIA FINE DEBOLMENTE LIMOSA alternanza di livelli granulari addensati e scarsamente addensati</p>			
<i>CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Classificazione			incoerente
Spessore		m	n.d.
Addensamento			Da addensato a scarsamente addensato
<i>PESI</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume	γ	t/m ³	1,85÷1,95
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore medio</i>
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	28-30
PARAMETRI ELASTICI	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Modulo elastico	E	Kg/cm ²	300
coefficiente di Poisson	μ	-	0,35

6.1 Determinazione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici

Il valore caratteristico di un parametro geotecnico è considerato come stima ragionata e cautelativa del valore del parametro stesso nello stato limite considerato.

Nel caso specifico, è stato identificato, come parametro geotecnico appropriato ai fini progettuali per le verifiche al collasso per capacità portante agli SLU l'angolo di attrito efficace ϕ .

Nelle considerazioni relative al raggiungimento degli SLE del terreno i valori di progetto devono essere assunti uguali ai valori caratteristici.

Nella seguente tabella, viene riportato il valore medio, il valore caratteristico e il valore di progetto dell'orizzonte B

ORIZZONTE B			
Parametro	Valore medio	Valore Caratteristico	Valore di progetto*
Angolo d'attrito	33	32	32
per l'approccio 1 - combinazione 1 e per l'approccio 2 $V_d\phi = V_k\phi$			

7. INTERVENTO IN PROGETTO

Il progetto in esame prevede la realizzazione di un edificio agricolo ad elementi prefabbricati con dimensioni in pianta pari a 30,5 m di lunghezza e 12 m di larghezza. L'altezza ai lati è pari a 4,10 m, mentre in corrispondenza del colmo del tetto raggiungerà i 7 m.

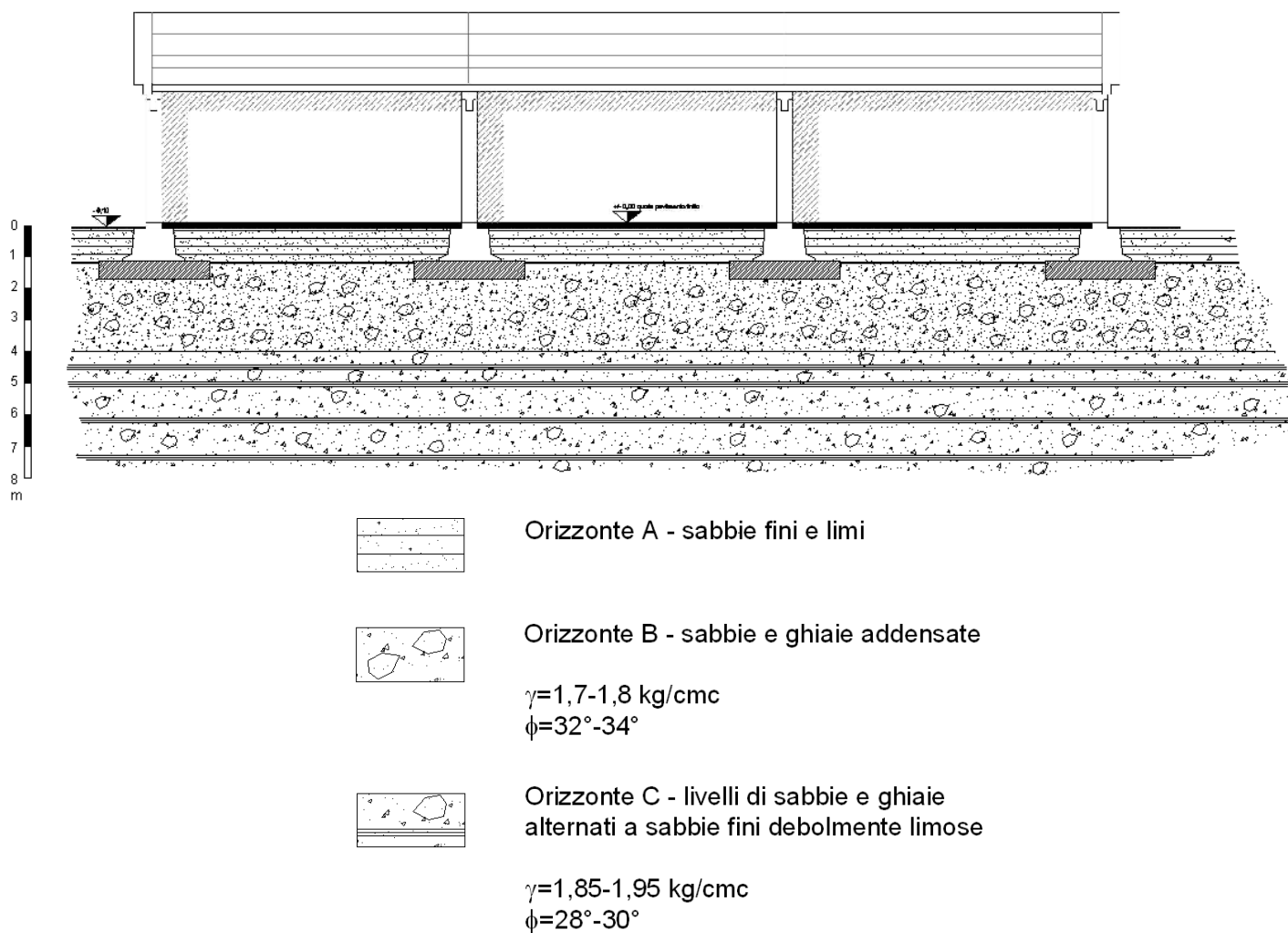


Fig. 29 – Sezione litologica dell'area di studio

9. TERRE E ROCCE DA SCAVO

Il 22 agosto 2017 è entrato in vigore il *DPR 13 giugno 2017, n. 120*, ovvero il nuovo regolamento sulla "Disciplina semplificata delle terre e rocce da scavo", il quale abroga sia il *DM n. 161/2012, che l'art. 184-bis, comma 2bis del TUA, nonché gli artt. 41, c.2 e 41-bis del DL n. 69/2013*.

La nuova disciplina riguarda la gestione delle terre e rocce da scavo sia come sottoprodotti sia come rifiuti con un ampliamento dei limiti quantitativi per il deposito temporaneo. Fino al 18 Febbraio 2018 è previsto un regime transitorio che prevede l'applicazione della previgente disciplina sia per i piani già approvati che per quelli in corso di procedura.

Il D.P.R. n. 120/2017 secondo quanto sancito nell'art. 1 disciplina:

- La gestione delle terre e rocce da scavo escluse dalla normativa sui rifiuti, limitatamente ad alcuni cantieri.
- La gestione delle terre e rocce da scavo riutilizzate come sottoprodotti in relazione a qualunque cantiere.
- La gestione delle terre e rocce da scavo per il deposito temporaneo delle stesse come rifiuti.

Assunto che per terre e rocce da scavo si intende il suolo escavato derivante da attività finalizzate alla realizzazione di un'opera, e che la qualifica di sottoprodotti non viene meno se le terre sono frammiste a materiali il cui utilizzo è fisiologico in talune attività di scavo, vale a dire il calcestruzzo, la bentonite, il PVC, la vetroresina, le miscele cementizie e gli additivi per scavo meccanizzato.

L'art. 2 continua con altre definizioni fondamentali quali quella di *sito*: un'area o porzione di territorio geograficamente definita e perimetrata; di *sito di produzione*: il sito in cui le terre sono generate; e quella di *opera*: il risultato di un insieme di lavori che di per sé esplica una funzione economica o tecnica.

Restano espressamente estranei alla normativa i rifiuti da demolizione e il refluimento in mare di cui all'art. 109, D.Lgs 152/2006 (art. 3).

All'art. 4 sono definiti i criteri per qualificare le terre e rocce da scavo come sottoprodotti. Il comma 3 dedicato ai materiali di riporto stabilisce che la presenza di quest'ultimi, non farà perdere la qualifica di sottoprodotti alle terre in cui la quantità massima di materiali di origine antropica corrisponda al 20% in peso. Le terre e rocce da scavo dovranno inoltre rispettare le concentrazioni soglia di contaminazione (CSC) e superare il test di cessione da condurre con il metodo di cui al D.M. 5/02/1998 da confrontare con le CSC per le acque sotterranee.

L'articolo 5 è dedicato al deposito intermedio. Esso potrà avvenire nel sito di produzione, in quello di destinazione o in altro sito a condizione che siano rispettati 5 requisiti:

- 1 Compatibilità di destinazione urbanistica tra sito di produzione e sito di deposito.
- 2 Preventiva indicazione di luogo e durata.
- 3 Durata non superiore al termine di validità del piano o della dichiarazione di utilizzo.

4 Separazione fisica e autonoma gestione rispetto ad altre terre, siano esse sottoprodotti considerati in altri piani o dichiarazioni, siano esse rifiuti.

5 Conformità al piano o alla dichiarazione e presenza di apposita segnaletica con tutte le informazioni del caso.

È possibile variare il sito di deposito intermedio purché vi sia un tempestivo aggiornamento del piano o della dichiarazione. In caso di sfioramento dei tempi, le terre temporaneamente depositate diverranno rifiuti.

Gli articoli da 8 a 19 normano le terre e rocce da scavo prodotti in cantieri oltre i 6.000 m³ per opere sottoposte a VIA/AIA. In tali cantieri è necessario redigere il piano di utilizzo che deve essere conforme alle disposizioni previste nell'allegato 5 del decreto.

Gli art. 20-22 riguardano i cantieri fino ai 6.000 m³ e in quelli oltre i 6.000 m³ non sottoposti a VIA/AIA, dove la dichiarazione sostitutiva di atto di notorietà assolve la funzione del piano di utilizzo. Essa va inviata almeno 15 giorni prima l'inizio dello scavo, utilizzando il modulo presente all'allegato 6 del decreto, al comune del luogo di produzione e all'ARPA, indicando quantità, siti di deposito intermedio e di destinazione, estremi delle autorizzazioni e tempi per l'utilizzo.

L'art. 23 riguarda la disciplina del deposito temporaneo di terre e rocce da scavo qualificate come rifiuti.

L'art. 24 riguarda invece la possibilità di riutilizzare nel sito di produzione di terre e rocce da scavo escluse disciplina dei rifiuti.

Per potersi considerare escluse dall'ambito di applicazione della normativa sui rifiuti le terre e rocce da scavo devono essere prive di contaminazione (art. 185 comma 1 lett. C del D.Lgs. 152/06).

Gli art. 25 e 26 riguardano rispettivamente le modalità e le cautele da attuare per condurre l'attività di scavo nei siti di bonifica già caratterizzati e il riutilizzo delle terre provenienti da un sito in bonifica all'interno dello stesso sito.

Gli ultimi cinque articoli (27-31) si riferiscono alle disposizioni intertemporali, transitorie e finali. In particolare il regime transitorio considera diverse situazioni:

- I piani e i progetti già approvati prima dell'entrata in vigore del D.P.R. 120/2017 restano disciplinati dalla normativa previgente che dovrà essere applicata anche alle modifiche e agli aggiornamenti che possono intervenire dopo il 22 Agosto 2017.

- I progetti con procedura in corso alla data di entrata in vigore del D.P.R. 120/2017 restano disciplinati dalla normativa previgente, tuttavia, entro 180 giorni dall'entrata in vigore del D.P.R., è fatta salva la volontà di passare al nuovo regime presentando il piano di utilizzo di cui all'articolo 9 o la dichiarazione di cui all'articolo 21.

- In caso di riutilizzo nello stesso sito previsto in procedure di VIA già avviate nelle quali non sia intervenuto il provvedimento finale si applica, su richiesta del proponente, l'art. 24.

- In caso di riutilizzo nei siti di bonifica restano valide le autorizzazioni rilasciate in approvazione dei progetti di bonifica.

L'articolo 28 rimarca la necessità che gli enti di controllo competenti effettuino controlli, ispezioni e prelievi per verificare il rispetto di quanto previsto nei piani di utilizzo e di quanto espresso nelle dichiarazioni di utilizzo e di avvenuto utilizzo. L'art. 29 contiene la clausola di riconoscimento reciproco, mentre l'art. 30 la clausola di invariazione finanziaria.

Il D.P.R. si chiude con l'art. 31 che sancisce le norme espressamente abrogate:

- D.M. n. 161/2012;
- L'art. 184/bis, comma 2bis, D.Lgs. 152/06;
- Gli artt. 41, comma 2 e 41bis, D.L. 69/13 convertito, con modificazioni, dalla legge n. 98/2013.

10. CONCLUSIONI

L'intervento di edificazione di un nuovo fabbricato agricolo è fattibile salvo l'osservanza di alcune prescrizioni riguardanti la messa in opera del nuovo sistema di fondazione.

I terreni superficiali, sino ad una profondità di circa 1,0 metri da piano prove penetrometriche mostrano una consistenza soffice e non sono idonei ad ospitare fondazioni dirette.

Si consiglia pertanto l'adozione di fondazioni dirette appoggiate sull'orizzonte B ad almeno 1,5 metri di profondità da piano campagna. La circolazione idrica sotterranea si attesta, a ottobre 2017 dopo un lungo periodo di siccità, a profondità maggiori di 7 metri.

Si specifica che a seguito della D.G.R 11 Luglio 2014 – n. X/2129 – "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia", il Comune di Cervesina è passato alla "classe sismica 3". In base a tale legge, entrata in vigore dal 10 Aprile 2016 (D.G.R 10 ottobre 2014 – n. X/2489 non è più possibile svolgere le verifiche geotecniche utilizzando le tensioni ammissibili, ma di fatto, in accordo con il D.M. 14 gennaio 2008, esse dovranno essere condotte agli stati limite.

Ai fini della eventuale valutazione della risposta sismica locale per le verifiche sotto azione sismica con il metodo agli stati limite, si espone quanto segue:

- ◆ Il sottosuolo da un punto di vista sismico è da assumere in categoria C (Tab. 3.2.II delle NTC); le condizioni morfologiche sono da inserire nella categoria T1;
- ◆ I terreni di fondazione, non sono suscettibili di liquefazione;
- ◆ L'area in esame appartiene alla classe 2 di fattibilità geologica, fattibilità con modeste limitazioni.

San Martino Siccomario, Novembre 2017

dott. geol. Giuseppe Zuffada
ordine dei geologi della Lombardia n.1134

PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA					CPT 1
- committente: Sig. Giorgio Traversa - lavoro: ricostruzione fabbricato agricolo - località: Cervesina			- data: - quota inizio: - prof. falda:		
Valori di resistenza					
Prof	LP	LL	RP=qc	RL=fs	Rf=fs/qc
m	Kg/cm2	Kg/cm2	Kg/cm2	Kg/cm2	%
0.20					
0.40	68	87			
0.60	43	68	43	1.7	3.88
0.80	28	51	28	1.5	5.48
1.00	17	31	17	0.9	5.49
1.20	20	30	20	0.7	3.33
1.40	39	53	39	0.9	2.39
1.60	68	90	68	1.5	2.16
1.80	47	66	47	1.3	2.70
2.00	38	68	38	2.0	5.26
2.20	120	156	120	2.4	2.00
2.40	126	198	126	4.8	3.81
2.60	300	500	300	13.3	4.44

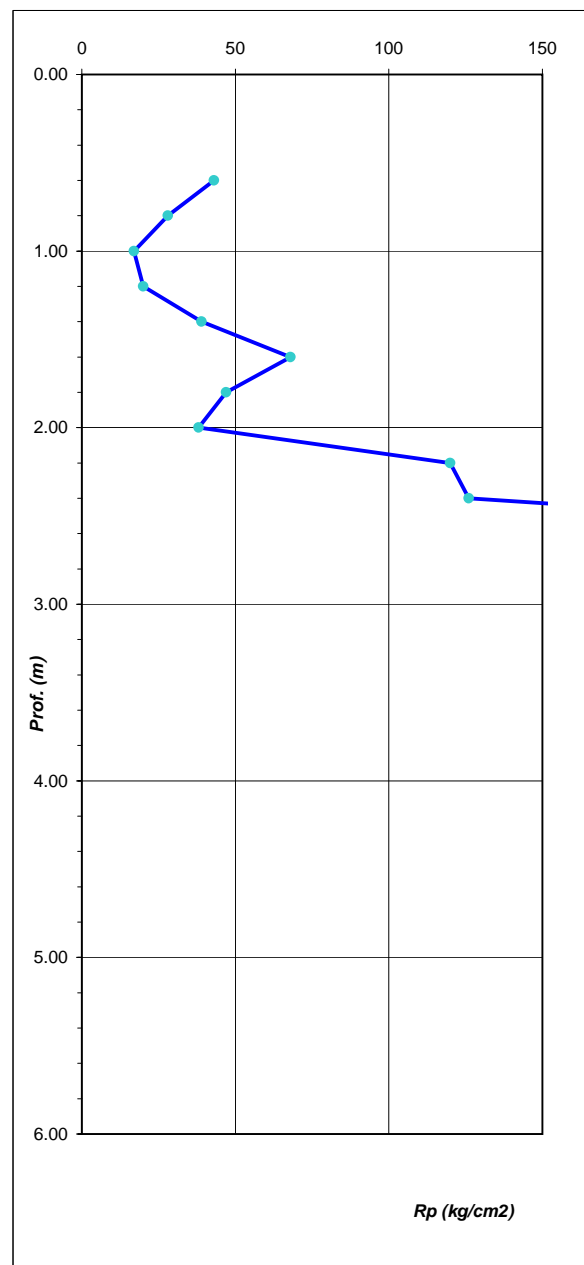
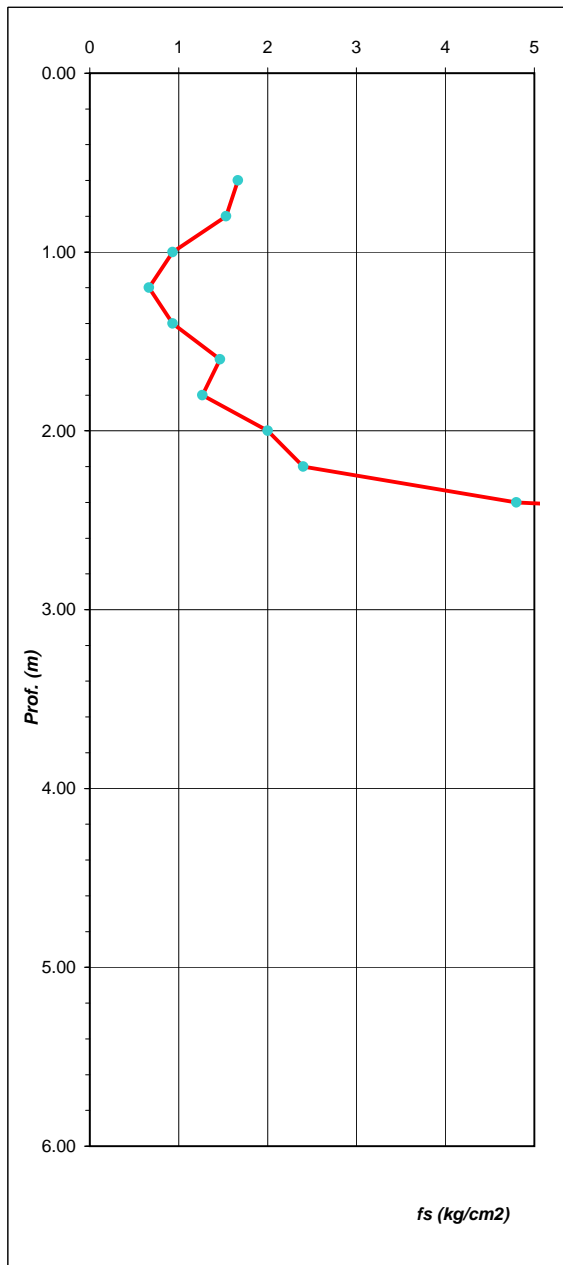
Penetrometro statico/dinamico PAGANI modello "Emilia TG 63-200" da 20 t - Velocità Avanzamento punta di 2 cm/s
 Punta meccanica tipo Begemann Ø=35.7 mm (area punta 10 cm²-apertura 60°) - Manicotto laterale (superficie 150 cm²)

PROVA PENETROMETRICA STATICA **DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

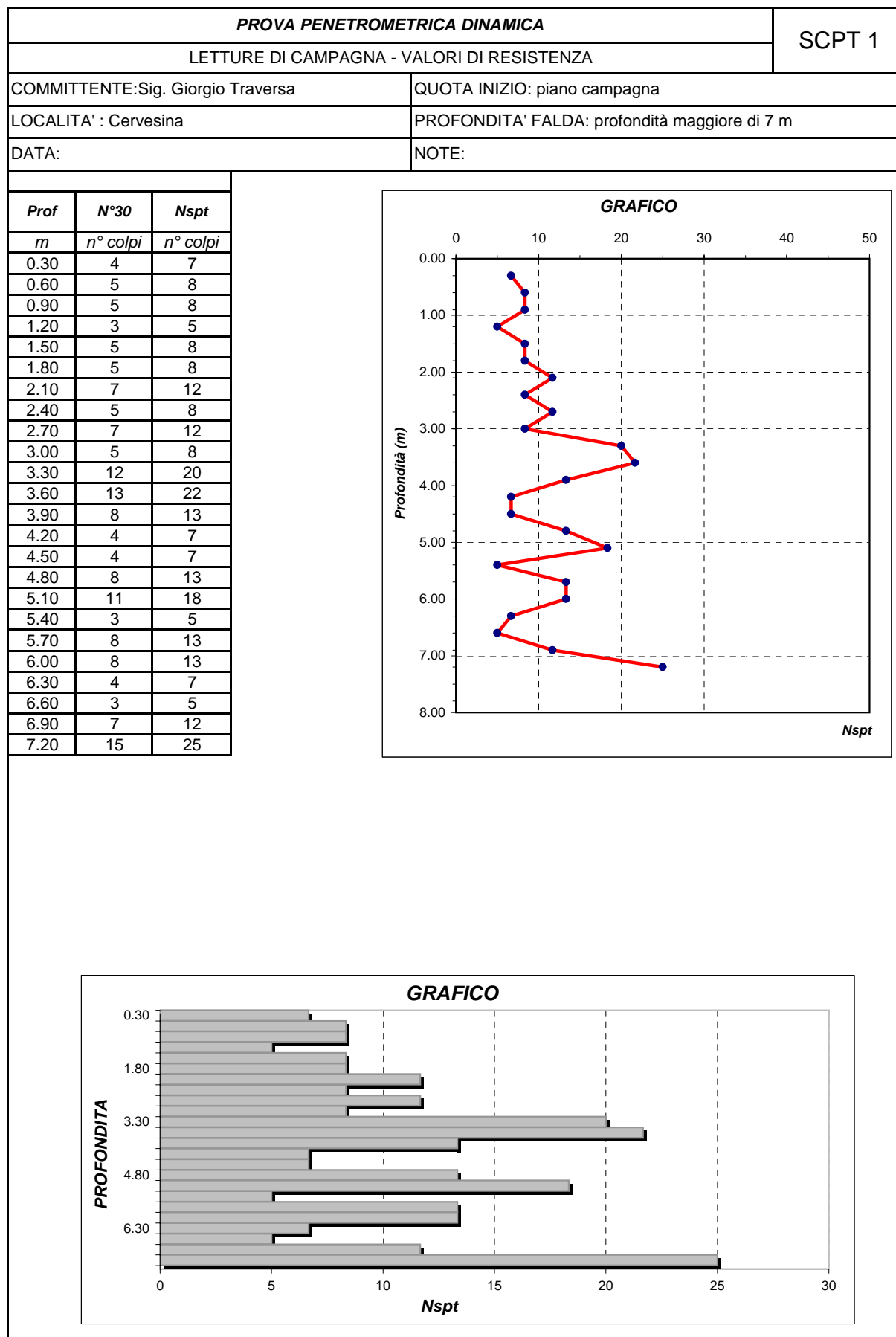
CPT 1

- committente: Sig. Giorgio Traversa
- lavoro: ricostruzione fabbricato agricolo
- località: Cervesina

- data:
- quota inizio:
- prof. falda: -



Penetrometro statico/dinamico PAGANI modello "Emilia TG 63-200" da 20 t - Velocità Avanzamento punta di 2 cm/s
Punta meccanica tipo Begemann Ø=35.7 mm (area punta 10 cm²-apertura 60°) - Manicotto laterale (superficie 150 cm²)



- PENETROMETRO PAGANI STATICO/DINAMICO modello "Emilia TG 63-200" da 20 t
- Sistema di battitura: maglio kg 73, volata 75 cm.



ECOGIS

studio associato di geologia

Gianluca Nascimbene
Giuseppe Zuffada

Sede legale e Uffici :

Via A. Moro, 5

27028 S. Martino Siccomario (PV)

Tel. 0382/1750334 - Fax 0382/1752557

Email : ecogis@ecogis.it

P.Iva/C.F. 02300900186

REGIONE: Lombardia

PROVINCIA: Pavia

COMUNE: Cervesina

RICOSTRUZIONE FABBRICATO

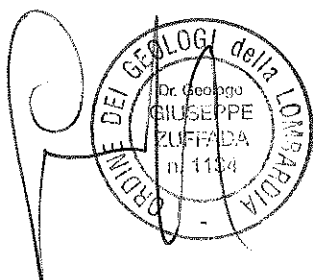
AGRICOLO PRE-ESISTENTE

A CURA DI:

Dott. Geol.

GIUSEPPE ZUFFADA

*Iscritto all'Ordine dei
Geologi della Lombardia
N° 1134*



RELAZIONE GEOTECNICA

DICEMBRE 2017

COMMITTENTE

Sig. Traversa Giorgio - Az. Agr. C.na Belvedere

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3. OPERE IN PROGETTO	4
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI DETTAGLIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	4
5. STRUTTURE DI FONDAZIONE	5
5.1 AZIONI DI PROGETTO	5
6. INTERAZIONE STRUTTURA TERRENO	6
7. CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO - METODO AGLI STATI LIMITE (SLU)	7
<i>7.1. Collasso per carico limite del complesso "terreno + fondazione"</i>	<i>7</i>
8. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI	9
9. STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) – CONDIZIONI STATICHE	10
VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI	10
CEDIMENTI AMMISSIBILI	13
9. CONCLUSIONI	14

1. INTRODUZIONE

La presente relazione geologica e sismica è stata redatta a supporto del progetto di ricostruzione di un fabbricato agricolo preesistente per conto dell'azienda agricola Cascina Belvedere del Sig. Traversa Giorgio, all'interno del complesso del circuito automobilistico "Tazio Nuvolari" di Cervesina.

La progettazione geotecnica dell'opera prevede la definizione del grado di sicurezza che si ottiene con il "Metodo semiprobabilistico dei Coefficienti parziali" di sicurezza tramite la disequazione

$$Ed < Rd$$

Rd = valore di progetto della resistenza del terreno (di pertinenza del geotecnico)

Ed = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di carico (di pertinenza del progettista delle strutture)

La resistenza del terreno Rd (Parametro) è determinata:

1. *Analiticamente* (valori di progetto si ottengono dai valori caratteristici divisi per il coeff.parziale γ_m scelto)

2. Con *misure dirette*, utilizzando le Tabelle del T.U. per i coefficienti parziali

L'azione Ed è determinata dal valore caratteristico amplificato mediante i coefficienti parziali γ_f (forniti dal progettista strutturista)

Da cui :

$$R_k / \gamma_m > E_k \times \gamma_f \text{ coefficienti parziali}$$

Per cui, partendo dalla modellazione geotecnica definita in funzione della caratterizzazione geologica e della successione litostratigrafica del volume significativo (vedi relazione geologica allegata), si è passati alla individuazione dei Parametri nominali in funzione dei quali definire i Parametri caratteristici ed i Parametri di progetto.

In estrema sintesi, i passaggi per effettuare una modellazione geotecnica sono riportati in modo schematico nel seguente riquadro :

Modellazione geotecnica

Successione geotecnica —————> Parametri nominali —————> Parametri caratteristici (da usare sempre nelle verifiche allo SLE) —————> Parametri di progetto derivanti da —————> Scelta Approccio progettuale, combinazione delle azioni —————> Verifiche allo SLU – Condizioni statiche —————> Verifiche allo SLE – Condizioni statiche —————> Spettro elastico per kv - SLD (noti q e T1) —————> Spettro di progetto per kv - SLV (noti q e T1) e per khi (per taglio sismico alla base) —————> Verifiche allo SLU – Condizioni sismiche – solo SLV —————> Verifiche allo SLE – Condizioni sismiche – solo SLD

2 . NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'elaborato è stato condotto in osservanza alla normativa vigente, in particolare:

- D.M. 14/01/2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC-08)
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale - Allegato al voto n.36 del 27.07.2007
- Eurocodice 8 (UNI EN 1998-1:2005) - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- Eurocodice 8 (UNI EN 1998-5:2005) - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- Eurocodice 7 (UNI ENV 1997-3:2002) - Progettazione geotecnica - Progettazione assistita con prove in sito
- Presidenza del Consiglio dei Ministri - Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003 - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica

3. OPERE IN PROGETTO

Il progetto in esame prevede la realizzazione di un edificio agricolo ad elementi prefabbricati con dimensioni in pianta pari a 30,5 m di lunghezza e 12 m di larghezza.

L'altezza ai lati è pari a 4,10 m, mentre in corrispondenza del colmo del tetto raggiungerà i 7 m.

La struttura di fondazione sarà costituita da plinti appoggiati su sottoplinti e collegati ad altezza pavimento.

Il piano di posa di fondazione sarà a -1,80 metri di profondità da piano prove in corrispondenza dell'orizzonte B.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI DETTAGLIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Il valore caratteristico di un parametro geotecnico è considerato come stima ragionata e cautelativa del valore del parametro stesso nello stato limite considerato.

Nel caso specifico il parametro geotecnico appropriato ai fini progettuali per le verifiche al collasso per capacità portante agli **SLU** è l'angolo di attrito.

Nelle considerazioni relative al raggiungimento degli **SLE** del terreno i valori di progetto devono essere assunti uguali ai valori caratteristici.

Applicando quanto contenuto nelle Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori sono stati assunti quali valori caratteristici delle terre i valori medi:

$$V_m = V_k$$

I valori di progetto di ϕ' da adottare nei calcoli si ottengono per le combinazioni contenenti M2, dividendo i valori caratteristici per un coefficiente riduttivo parziale secondo quanto indicato nell'Eurocodice 7 e nel D.M. 14.01.2008 NTC

Parametro del terreno	Simbolo	Set	
		M1	M2
Angolo di resistenza al taglio *	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25

Resistenza al taglio in condizioni non drenate	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.0	1.0
* Questo coefficiente di sicurezza si applica alla tangente dell'angolo di resistenza al taglio ($\tan \phi$)			

Considerando lo strato B come piano fondazionale, il valore del parametro geotecnico di progetto si ottiene dividendo il valore caratteristico per il corrispondente coefficiente parziale.

ORIZZONTE B		
Parametro	Valore medio m	Valore Caratteristico k
Angolo di attrito	33°	33°

5. STRUTTURE DI FONDAZIONE

5.1 AZIONI DI PROGETTO

Il calcolo dell'azione di progetto E_d è stato eseguito considerando la combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli SLU indicata dalla normativa vigente:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{\pi}P + \gamma_{Q1}Q_{k1} +$$

applicando i corrispondenti coefficienti moltiplicativi della sottostante tabella in funzione dell'approccio **progettuale 2-** (combinazione unica A1+M1+R3) del suddetto D.M. 14.01.08

Per la definizione dei carichi SLE è stata utilizzata la combinazione quasi permanenti per le verifiche condotte a lungo termine (cedimenti immediati e edometrici).

Le combinazioni eseguite forniscono i seguenti dati

- SLU pressione media 1,00 kg/cmq
- SLE (quasi permanente) pressione media 0,90 kg/cmq

6. INTERAZIONE STRUTTURA TERRENO

Le verifiche SLU di tipo geotecnico per fondazioni superficiali riguardano il collasso per carico limite nei terreni di fondazione e per scorrimento sul piano di posa, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU considerato, deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le **azioni (A1 e A2)**, per i **parametri geotecnici (M1 e M2)** e per le **resistenze (R1, R2 e R3)**. I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (**Approccio 1**) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

- Combinazione 1: **(A1+M1+R1)** - Combinazione 2: **(A2+M2+R2)**

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

- Combinazione 1: **(A1+M1+R3)**

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_t	1,0	1,0

Le resistenze di progetto sono state calcolate tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle seguenti tabelle; (i parametri di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti del gruppo R2):

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

7. CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO - METODO AGLI STATI LIMITE (SLU)

7.1. Collasso per carico limite del complesso "terreno + fondazione"

Si è proceduto al calcolo della capacità portante del terreno allo stato limite ultimo (nel caso in esame, sono stati utilizzati entrambi gli approcci progettuali) mediante la formula di Meyerhof per fondazione con piano di posa orizzontale e carico verticale centrato.

La capacità portante limite ultima q_{lim} di una fondazione superficiale rappresenta la pressione che determina la rottura del terreno per fenomeni di taglio.

$$q_{lim} = \gamma_r \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0,5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c$$

Relativamente alle caratteristiche di portanza dei terreni, è stata svolta la procedura che prevede la verifica allo stato limite ultimo di tipo geotecnico (per fondazioni superficiali) seguendo l'approccio progettuale 2- (combinazione unica A1+M1+R3) del suddetto D.M. 14.01.08.

IPOTESI FONDAZIONE sottopinto

- Tipo di fondazione: **sottopinto (dimensione B= L = 2,5 metri e 3,0 m**
- piano di posa della fondazione: **-1,80 m dal p.c in corrispondenza di orizzonte B: sabbie e ghiaie**

Calcolo delle resistenze di progetto allo SLU con il metodo di Meyerhof per fondazioni superficiali									
Parametri geotecnici del terreno				ORIZZONTE A		A1+M1+R3			
VALORI DI PROGETTO				PLATEA					
Peso specifico terreno di fondazione	(g)	t/m ³					1,80	1,80	
Angolo di attrito interno	(f)	°					33,00	33,00	
Coesione*	(c')	t/m ²					0,00	0,00	
Kp = tg ² (45°+f/2)		Kp					3,39	3,39	
Peso specifico terreno di riporto	(γ)	t/m ³					1,50	1,50	
Caratteristiche geometriche della fondazione									
Larghezza fondazione	B	m					2,50	3,00	
Lunghezza fondazione	L	m					2,50	3,00	
Eccentricità larghezza	e _x	m					0,00	0,00	
Approfondimento	D	m					0,20	0,20	
Inclinazione carico	i	°					0,00	0,00	
Larghezza ridotta	B'	m					2,50	3,00	
Coefficienti di fondazione									
Nq = e ^{tan φ} * tg ² (45°+f/2)							26,1	26,1	
Nγ = (Nq - 1) tg(1,4 φ)							26,2	26,2	
Nc = (Nq - 1) ctg(φ)							38,6	38,6	
Fattori di forma									
s _c = 1 + 0,2 * Kp (B/L)							1,68	1,68	
s _q = s _γ = 1 + 0,1 * Kp (B/L)							1,34	1,34	
Fattori di profondità									
d _c = 1 + 0,2 Kp ^{1/2} * D/B							1,03	1,02	
d _q = d _γ = 1 + 0,1 Kp ^{1/2} * D/B							1,01	1,01	
Fattori di inclinazione del carico									
i _q = i _c = (1 - i°/90)²							1	1	
i _γ = (1 - i°/φ)²							1	1	
CALCOLO CARICO LIMITE									
q _{ult} = γ _t * D * Nq * s _q * d _q * i _q							10,6	10,6	
+ 0,5 * B' * γ * Nγ * s _γ * d _γ * i _γ							80,0	95,8	
+ c' * Nc * s _c * d _c * i _c							0	0	
Resistenza ultima		t/m ²					90,6	106,4	
Resistenza di progetto Rd		t/m ²					39,4	46,3	
		kg/cm ²					3,94	4,63	

Riassumendo, per quanto riguarda le diverse ipotesi analizzate in precedenza, si ottengono i seguenti valori di resistenza di progetto allo SLU :

CONDIZIONI STATICHE sottopinto PIANO DI POSA = (strato B)			
Resistenza di progetto al collasso per capacità portante del terreno riferita ad una fondazione a plinto con carico verticale e piano di posa orizzontale			
APPROCCIO	Larghezza fondazione B	Profondità d'incastro fondazione D	Rd
2 COMBINAZIONE UNICA	2,50 m	0,20 m	3,94 Kg/cm²
2 COMBINAZIONE UNICA	3,00 m	0,20 m	4,63 Kg/cm²

8. Verifiche della sicurezza e delle prestazioni

APPROCCIO 2 (combinazione unica finalizzata alla verifica geotecnica GEO)

Stati limite ultimi (SLU): *Combinazione fondamentale statica*

Ed (per qlim statica; confronto tra Ed e Rd)

$$\gamma G1 \times G1 + \gamma G2 \times G2 + \gamma P \times P + \gamma Q1 \times Qk1 + \gamma Q2 \times \psi 02 \times Qk2 + \gamma Q3 \times \psi 03 \times Qk3 + \dots$$

$$E_d \text{ fondazione} = G \times 1.3 + Q \times 1.5 \text{ (A1 della Tab. 6.2.I delle NTC)} = \mathbf{1,00 \text{ daN/cm}^2}$$

$$R_d \text{ fondazione nastriforme} = > \mathbf{4,0 \text{ daN/cm}^2}$$

VERIFICA AL COLLASSO PER CAPACITÀ PORTANTE

$$\mathbf{1,00 \text{ daN/cm}^2 < 4,00 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{VERIFICATO}}$$

9. Stati limite di esercizio (SLE) – Condizioni Statiche

Cedimenti ovvero Stati Limite di Esercizio (SLE) delle NTC

Considerata l'incompressibilità dei terreni, e l'esiguità dei carichi sono da escludere cedimenti assoluti e differenziali della struttura.

Per le NTC la verifica allo Stato Limite di Esercizio (SLE) è rappresentata dalla disequazione

$$E_d \leq C_d \quad \text{dove}$$

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

C_d è il valore limite dell'effetto delle azioni

VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Nel caso di terreni granulari il cedimento che maggiormente influisce sulla stabilità dell'opera è quello immediato; per la valutazione della sua entità ci si è avvalsi del metodo di *Burland e Burbridge* (1984) che utilizza i risultati delle prove penetrometriche dinamiche.

Si osserva che tale metodo di calcolo, pur se largamente utilizzato è di tipo empirico o semiempirico, per cui i valori risultanti sono da considerare cautelativamente come indicativi degli ordini di grandezza dei cedimenti.

$$St = f_s * f_{hr} * f_t * [\sigma_{vo} * B^{0,7} * I_c / 3 + (q - \sigma_{vo}) * B^{0,7} * I_c]$$

Dove:

q = pressione efficace lorda espressa in kPa (nel nostro caso si è utilizzata la q_{amm})

σ_{vo} = tensione verticale efficace agente alla quota d'imposta della fondazione, espressa in kPa;

B = larghezza della fondazione espressa in metri;

I_c = indice di compressibilità;

f_s, f_{hr}, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti;

L'indice di compressibilità I_c è legato statisticamente ai valori di N_{spt} tramite la relazione;

$$I_c = 1,706 / N^{1/4}_{av}$$

$N^{1/4}_{av}$ rappresenta la media dei valori N_{spt} all'interno di una profondità significativa Z_f deducibile dalla seguente tabella;

B (m)	Zi (m)
2	1,63
3	2,19
5	3,24
10	5,56
30	13

tabella 4

Se lo strato compressibile ha uno spessore H inferiore ai valori di Zi se ne tiene conto tramite il fattore f_h dato dalla seguente espressione;

$$f_h = H/Z_i \cdot (2 - H/Z_i)$$

Il fattore di forma f_s è dato da:

$$f_s = [(1,25 \cdot L/B)/(L/B + 0,25)]^2$$

ed infine il fattore correttivo f_t è dato da:

$$F_t = (1 + R_3 + R \cdot \log t/3)$$

In cui;

t = tempo espresso in anni ≥ 3

R_3 = costante pari a 0,3 nel caso di casi statici e 0,7 nel caso di carichi pulsanti

R = 0,2 nel caso di carichi statici e 0,8 nel caso di carichi pulsanti

Considerando gli N_{spt} medi dei depositi sottostanti la fondazione, uguali a $N_{spt} = 12$ (nel caso di $Z_i = 1,63m$) e $N_{spt} = 15$ (nel caso di $Z_i = 2m$), si ottengono cedimenti entro i limiti di tolleranza riportati in letteratura che indicano come cedimento massimo ammissibile per sabbie un valore compreso tra 3,5 e 6 cm. (*Fondazioni – Bowles*).

E' importante sottolineare che i calcoli relativi ai cedimenti sono stati eseguiti utilizzando la q_{amm} e non il carico progettuale che, secondo indicazione fornite dal progettista, è inferiore.

Nella tabella qui sotto si riportano le relative relazioni di calcolo.

CALCOLO DEI CEDIMENTI			
<i>Burland & Burbridge (1984)</i>			
STRATO B e C			
SABBIA			
Tensione verticale applicata alla fondazione	q'	KPa	100,0
Tensione verticale applicata alla quota del piano di posa	s'_{vo}	KPa	32,7
Piano di posa delle fondazioni	D	m	1,8
Larghezza fondazione	B	m	3,00
Lunghezza fondazione	L	m	3,00
Spessore dello strato compressibile	H	m	6,00
Profondità significativa ($B \leq 2$)	z_i	m	2,19
N _{spt} medio nel tratto (z_i)	N_{60}		10
Carichi statici ($t \geq 3$ anni)	R		0,2
Carichi statici ($t \geq 3$ anni)	R_3		0,3
Tempo (in anni)	t	anni	3
Fattore spessore strato (se $H \leq z_i$)	f_h		
Fattore forma della fondazione	f_s		1,00
Fattore effetti viscosi	f_t		1,3
Indice di compressibilità	ic		0,068
Cedimento totale (Strato B1)	St	mm	14,9

tabella 5

In definitiva, analizzando il caso di un plinto di $B = 3 \times 3$ m a $-1,80$ metri di profondità da piano campagna si ottengono cedimento totale pari a;

<i>Rd</i>	<i>B</i>	<i>D</i>	<i>Cedimento totale</i>
<i>kPa</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>Cm</i>
100	3,00	1,80	1,49

tabella 6

CEDIMENTI AMMISSIBILI

Per la stabilità della struttura sono pericolosi i cedimenti differenziali e le distorsioni angolari.

I cedimenti differenziali non sono costanti su tutta la fondazione favorendo la creazione di tensioni anomale nel cemento armato; analogamente si possono avere distorsioni angolari della struttura dovute a cedimenti differenziali.

I cedimenti differenziali dipendono dalla variabilità spaziale delle caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione, dalle modalità esecutive delle fondazioni e dal tipo di struttura.

Nel caso in esame possono derivare dalle diverse caratteristiche del terreno di fondazione, sia come spessore che come diversa compressibilità in uno stesso strato, dalle variazioni di carico nelle fondazioni, e dal modo in cui si distribuiscono le tensioni interne nel terreno sotto un'area caricata uniformemente.

Il cedimento differenziale può essere calcolato come differenza di cedimenti tra due punti vicini.

Nel caso specifico, valori teorici dei cedimenti si possono calcolare per fondazioni appoggiate sullo strato B1 di natura sabbiosa.

Indicativamente può essere stimato pari a $\frac{3}{4}$ del massimo cedimento totale calcolato (Bowles 1988). Secondo quanto proposto da Bjerrum (1963) i cedimenti ammissibili sono in relazione alla lunghezza fra i pilastri secondo la relazione δ/L .

<i>Rd</i>	<i>B</i>	<i>D</i>	<i>Cedimento totale</i>	<i>Cedimento differenziale</i>
<i>kPa</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>Cm</i>	<i>Cm</i>
100	3,00	1,80	1,50	1,125

Nell'ipotesi di un cedimento differenziale massimo pari a 1,12 cm e una distanza minima fra i pilastri pari a 10 metri, , viene confermato per le fondazioni quadrate (plinto), come riportato nella figura seguente (fig. 3), valori di cedimento ammissibile pari a $\approx 1/1000$.

Secondo Ricceri e Soranzo (1985) non si ha comparsa di fessurazioni nelle strutture di tamponamento finchè $d/L \leq 1/300$, e per produrre danni alle strutture portanti in calcestruzzo occorre arrivare a $d/L \leq 1/150$.

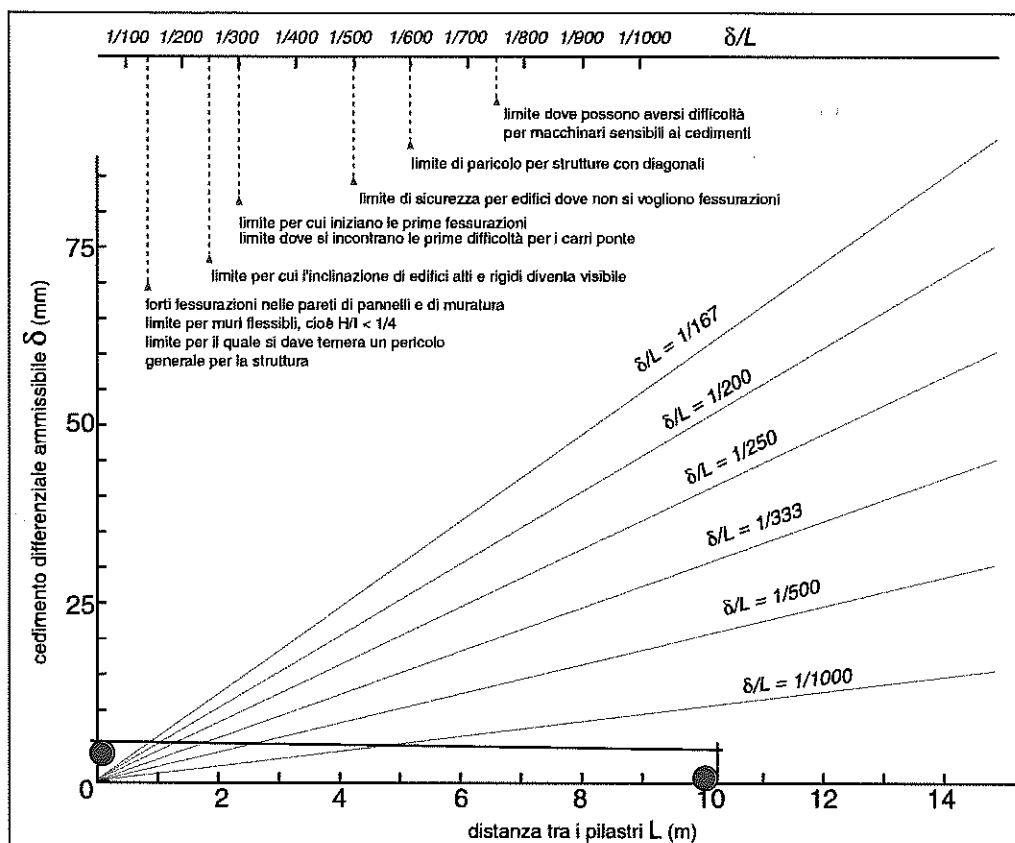


Figura 3

Il cedimento differenziale ammissibile calcolato risulta accettabile per la struttura in oggetto.

9. CONCLUSIONI

Secondo quanto riportato **Decreto Ministeriale 14.01.2008** Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto sono indicati i seguenti parametri:

- Il territorio comunale del sito dove è ubicata l'opera in progetto, nella classificazione sismica nazionale è inserito in Zona 3.
- le condizioni morfologiche sono da inserire nella categoria T1 -
- il sottosuolo è da assumere in categoria C

Il terreno di fondazione presenta delle caratteristiche meccaniche adeguate alla struttura oggetto dell'intervento, in quanto risultano soddisfatte le condizioni di verifica SLU al collasso per capacità portante e per scorrimento e le verifiche SLE in quanto i cedimenti attesi risultano inferiori a quelli considerati ammissibili per la tipologia dell'opera in progetto

In conclusione si ritiene che gli spostamenti di progetto siano compatibili con la funzionalità dell'opera ed il rispetto della vita utile di progetto, considerando praticamente nulli i valori orizzontali

e trascurabili quelli verticali, con particolare riferimento ai cedimenti differenziali, considerando le suddette condizioni di posa fondazione.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) ed agli stati limite d'esercizio (SLE) indagati risultano tali da non limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza, la durabilità della struttura garantendo un grado di sicurezza ed un livello di prestazioni nel rispetto della normativa vigente in materia.

Per quanto sopra esposto, sulla base dei dati disponibili, nel rispetto delle disposizioni progettuali individuate, l'intervento si ritiene compatibile con le caratteristiche del sottosuolo ed attuabile nel rispetto delle Norme vigenti e delle esigenze della Committenza

San Martino Siccomario, dicembre 2017

dott. geol. Giuseppe Zuffada
ordine dei geologi della Lombardia n.1134

